



Escola de Camins

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

Modelo reducido para la evaluación rápida del desempeño sísmico de edificios mediante análisis dinámico no-lineal

Trabajo realizado por:

Alex Patricio Noroña Venegas

Dirigido por:

Dr. Don Jesús Miguel Bairán García

Máster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, 22 de mayo 2020

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

Dedicatoria

A Emilia, Eduardo, Renata y Camila, fuente de luz y esperanza.

*A mis abuelitos: Temístocles, Teresa y José, por haber sembrado en mí sus valores y principios
que me han hecho ver la bondad del ser humano. Los llevo conmigo.*

A mi papá y mamás: Patricio, Nelly y Ligia, por todo el amor y cuidado que me han hecho sentir.

A mis hermanos: Rossangela, Danny y Javier. Consejeros y apoyo en mi vida.

A ti Alejandra, Alma Mia. Estas siempre presente en mi mente y corazón. "TuaTi".

A todos ustedes, mi familia, me debo.

Barcelona, mayo 2020

Agradecimiento

A Dios y a mi Virgencita, por sus bendiciones y protección en cada paso que doy.

A mi familia, por su apoyo incondicional y eterna preocupación que siempre me la hacen sentir.

Son una fuente inagotable de amor, orgullo y de superación.

A ti Musa Mía, que de una u otra manera me motivaste para dar este paso, tú Alejandra eres un ejemplo de superación y lucha constante. Mi admiración hacia “SuMercé”.

A mi hermano Pancho, siempre has velado por mí, y a su familia, que me han hecho sentir parte de ella.

A mi amigo Javier (Manteco), por todas sus palabras y apoyo.

A mis amigos que me han apoyado durante las diferentes etapas de mi vida.

Un especial agradecimiento al Dr. Don Jesús Bairán García, por enseñarme el significado de la palabra “investigador”. Por todo el tiempo, apoyo y conocimiento brindado.

No podría dejar de agradecer a todos mis profesores, tanto de mi vida personal, estudiantil y profesional, que han compartido desinteresadamente sus conocimientos y experiencia.

Esta etapa de mi vida la he realizado gracias al apoyo de mi país, la República del Ecuador, a la Secretaria de Educación, Ciencia, Tecnología e Innovación por la confianza y apoyo brindado con la asignación de la beca del Programa de Becas Internacionales de Posgrados 2018.

Resumen

Los análisis dinámicos paso a paso no-lineal son la herramienta computacional más realista en la evaluación de una estructura frente a movimientos sísmicos. Sin embargo, presentan complejidad y ocupan mayor tiempo que al realizar un análisis estático equivalente o análisis modal espectral, por lo que su uso en la práctica es limitado. En este trabajo se presenta una herramienta rápida que permita obtener respuestas prácticas a esta realidad, con la simplificación de una estructura a un edificio de cortante, que es un método aproximado ampliamente conocido en el medio que permite realizar análisis estáticos y dinámicos; y que se utilizara como una herramienta para la optimización de una estructura en función de los parámetros de interés en este estudio.

Inicialmente se evaluará la formulación para determinar la rigidez elástica de una edificación plana para un edificio de cortante y se propondrá una modificación a una formulación inicial mediante la inclusión de un factor tanto para las estructuras tipo pórtico como para las estructuras con muros y estructuras duales (muro-pórtico). El objetivo de esta primera parte es ajustar el periodo fundamental del edificio de cortante al periodo del modelo detallado obtenido en un programa de cálculo comercial como es el SAP2000. Posteriormente se evaluará la formulación propuesta por Wilbur y Norris (1948) referente a la rigidez elástica de piso para las estructuras tipo pórtico.

Definidas las rigideces elásticas de piso, con el edificio de cortante se estimará la respuesta no-lineal paso a paso en el tiempo de una estructura, donde adicionalmente se realizará una optimización de la edificación con el apoyo de la caja de herramientas de optimización (*optimization toolbox*) de MATLAB, donde se minimizará una función de costos que dependerá de la rigidez elástica y fuerza de fluencia de piso y que tendrá como punto de control las máximas derivas de piso permitidas en los códigos de diseño.

Del estudio realizado se concluye que, al realizar la evaluación del periodo de vibración de la estructura, la formulación propuesta por Wilbur y Morris presenta una mejor aproximación para la determinación del periodo en estructuras tipo pórticos que los obtenidos con la formulación inicial y la modificada; mientras que, para las estructuras tipo muro, la formulación modificada con la inclusión del factor a la rigidez elástica presenta una mejor aproximación.

Tanto al realizar el análisis elástico lineal como el análisis dinámico no lineal, las derivas de piso obtenidas en la evaluación de la estructura con el método simplificado del edificio de cortante dan una buena aproximación comparados con los resultados obtenidos con el modelo detallado realizado en el programa SAP2000.

Con la rigidez elástica de piso obtenida en el proceso de optimización se permite determinar las dimensiones mínimas que deben tener estos elementos estructurales para cumplir con este parámetro y mantener la estructura dentro de los límites de deriva permitidos en los códigos de diseño. Mientras que para el caso de la fuerza de fluencia de piso optima obtenida se determinan

los mínimos momentos de fluencia que deben tener los elementos estructurales en cada nivel, los mismos que se requiere evaluar, si con este valor optimo estos elementos están en capacidad de soportar las cargas a la cual se encuentra expuesta la estructura. Con los valores de rigidez elástica y fuerza de fluencia de piso óptimos obtenidos en este proceso se observa que estos parámetros no dependen del costo colocado a estos ítems.

Abstract

Non-linear time-history analyses are the most realistic computational tool for the seismic assessment of structures. However, they involve certain complexity and are time expensive in development of the model, computation and interpretation of results, limiting its extensive use in practice. This research focuses on the analysis of reduced models to simplify the non-linear time-history analysis and of building systems. The concept of shear-building is used, in which the response of each storey is simulated by equivalent stiffness elements (springs), which are, in this case, made non-linear. Therefore, the characteristics of each floor are defined by the storey resistance, resistance and ductility demands, which may be used for a further performance-based-design.

Starting from an initial formulation for the equivalent floor stiffness of frames and walls, the formulation is adjusted to better represent the vibration modes of multi-storey models through parametric analysis, with elastic properties. Further the formulation is applied and assessed for dual-systems (wall-frames). Further the formulation of Wilbur and Norris (1948) for different frames is assessed and also incorporated.

Further, the capabilities of the reduced models to be representative of the non-linear response of the complete structure is investigated. Recommendations to define the storey force-drift curve by combination of the capacity of each component are derived based on the minimization of the difference of the seismic performance predicted with the reduced and complete models, using the MATLAB Optimization Toolbox. The use of the reduced models allows defining the storey force, elastic stiffness and ductility capacity to target a specific seismic performance, so it may be useful for performance-based-design applications.

From the study carried out, it is concluded that, when evaluating the period of vibration of the structure, the formulation proposed by Wilbur and Morris presents a better approach for determining the period in frame-type structures than those obtained with the initial and modified formulation; while, for wall-type structures, the modified formulation with the inclusion of the factor of elastic stiffness presents a better approximation.

Both when performing the linear elastic analysis and the non-linear dynamic analysis, the floor drifts obtained in the evaluation of the structure with the simplified method of the shear building give a good approximation compared to the results obtained with the detailed model carried out in the program SAP2000.

With the elastic floor stiffness obtained in the optimization process, it is possible to determine the minimum dimensions that these structural elements must have to comply with this parameter and keep the structure within the drift limits allowed in the design codes. While in the case of the optimal floor yield strength obtained, the minimum yield moments that the structural elements must have at

each level are determined, the same ones that need to be evaluated, if with this optimal value these elements are capable of supporting the loads to which the structure is exposed. With the optimal elastic stiffness and yield strength values obtained in this process, it is observed that these parameters do not depend on the cost placed on these items.

Índice General

| | |
|---|-----|
| Dedicatoria..... | i |
| Agradecimiento..... | ii |
| Resumen..... | iii |
| Abstract..... | v |
| Índice General..... | vii |
| Índice de figuras..... | ix |
| Índice de tablas..... | x |
| Índice de gráficas..... | xii |
| INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.1. Motivación..... | 1 |
| 1.2. Objetivo General..... | 1 |
| 1.3. Objetivos Específicos..... | 1 |
| 1.4. Metodología..... | 1 |
| ESTADO DEL CONOCIMIENTO..... | 1 |
| 2.1. Edificio de Cortante..... | 1 |
| 2.2. Ecuaciones de movimiento para edificios de cortante..... | 2 |
| 2.3. Comportamiento bajo cargas cíclicas dinámicas..... | 7 |
| 2.4. Modelos de Histéresis..... | 8 |
| 2.4.1. Modelo lineal..... | 9 |
| 2.4.2. Modelo Bilineal..... | 9 |
| 2.4.3. Modelo de Ramberg – Osgood..... | 10 |
| 2.4.4. Modelo Trilineal degradante..... | 12 |
| 2.4.5. Modelo Degradante de Clough..... | 12 |
| 2.4.6. Modelo Degradante de Takeda..... | 14 |
| 2.4.7. Modelo Bilineal de Takeda..... | 16 |
| 2.5. Optimización de estructuras..... | 17 |
| 2.5.1. Variables del diseño estructural..... | 18 |
| 2.5.2. Clasificación Optimización de estructuras..... | 19 |
| 2.5.2.1. Optimización por tamaño..... | 19 |
| 2.5.2.2. Optimización de la forma..... | 19 |
| 2.5.2.3. Optimización de la topología..... | 19 |
| 2.5.3. Técnicas de optimización de estructuras..... | 20 |
| 2.5.3.1. Programación matemática..... | 20 |
| 2.5.3.1.1. Técnica <i>Ground Structure</i> | 21 |
| 2.5.3.1.2. Técnicas Geométricas..... | 21 |

| | | |
|--|--|----|
| 2.5.3.1.3. | Técnicas híbridas | 21 |
| 2.5.3.2. | Técnicas metaheurísticas | 21 |
| 2.5.3.2.1. | Recosido simulado | 21 |
| 2.5.3.2.2. | Computación evolutiva | 22 |
| CALIBRACIÓN DEL MODELO NO-LINEAL DEL EDIFICIO DE CORTANTE..... | | 24 |
| 3.1. | Evaluación de la rigidez de piso | 24 |
| 3.2. | Estudio paramétrico | 24 |
| 3.2.1. | Geometría estructuras..... | 24 |
| 3.2.2. | Discretización elementos Shell. | 25 |
| 3.2.3. | Determinación Periodo fundamental | 26 |
| 3.2.4. | Modificación formulación para ajustar Periodo fundamental..... | 27 |
| 3.3. | Caso de estudio | 32 |
| OPTIMIZACIÓN | | 42 |
| 4.1. | Optimización de la estructura..... | 42 |
| 4.2. | Función de Optimización <i>Fmincon</i> | 42 |
| 4.3. | Optimización Caso de estudio..... | 46 |
| 4.3.1. | Primer caso: límite de deriva de piso $d_t.v \leq 0.005.h$ | 47 |
| 4.3.2. | Segundo caso: límite de deriva de piso $d_t.v \leq 0.0075.h$ | 50 |
| 4.3.3. | Tercer caso: límite de deriva de piso $d_t.v \leq 0.010.h$ | 54 |
| CONCLUSIONES | | 61 |
| 5.1. | Conclusiones..... | 61 |
| 5.2. | Futuras investigaciones..... | 62 |
| ANEJOS..... | | 66 |
| 7.1. | Anejo A: Geometría elementos estructurales..... | 66 |
| 7.2. | Anejo B: Geometría estructura..... | 68 |
| 7.3. | Anejo C: Periodo fundamental estructuras..... | 69 |
| 7.4. | Anejo D: Factor de modificación formulación propuesta. Periodo de la estructura..... | 71 |
| 7.5. | Anejo E: Rigidez de piso con formulación de Wilbur. Periodo de la estructura | 73 |
| 7.6. | Anejo F: Gráficos Optimización estructura | 77 |
| 7.6.1. | Anejo F.1: Curvas Rigidez elástica optima caso b y c. | 77 |
| 7.6.2. | Anejo F.2: Curvas Fuerza de fluencia optima caso b y c. | 78 |
| 7.6.3. | Anejo F.3: Curvas Deriva de piso, caso b y c. | 79 |

Índice de figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1. Curva fuerza – deformación [1]. | 2 |
| Figura 2. Curva fuerza – deformación. Definición parámetros Rigidez y Fuerza Fluencia. | 3 |
| Figura 3. Modelos dinámicos de masas concentradas [3]. | 2 |
| Figura 4. Modelo Sísmico Edificio de cortante [3]. | 2 |
| Figura 5. Equilibrio de fuerzas nivel r [3]. | 3 |
| Figura 6. Representación de la rigidez de un grado de libertad k_r [3]. | 3 |
| Figura 7. Modelo Lineal [9]. | 9 |
| Figura 8. Modelo Bilineal [9]. | 10 |
| Figura 9. Modelo Ramberg - Osgood [9]. | 11 |
| Figura 10. Modelo Trilineal Degradante [9]. | 12 |
| Figura 11. Modelo de Clough [9]. | 13 |
| Figura 12. Modelo de Clough Modificado [9]. | 13 |
| Figura 13. Modelo de Takeda [9]. | 16 |
| Figura 14. Modelo Bilineal Takeda [9]. | 17 |
| Figura 15. Tipos de optimización en estructuras [11] | 20 |
| Figura 16. Geometria estructura. | 33 |
| Figura 17. Curva Fuerza fluencia - Deformación | 39 |

Índice de tablas

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Propiedades mecánicas materiales: Hormigón. | 24 |
| Tabla 2. Geometría elementos estructurales iniciales. | 24 |
| Tabla 3. Geometría Tipologías estructurales. | 25 |
| Tabla 4. Discretización elementos tipo shell. | 25 |
| Tabla 5. Periodo: SAP2000 – Edificio de corte. | 26 |
| Tabla 6. Periodo: SAP2000 – Edificio de corte, $kr = 12EI/L^3$. Ecuación (6). | 27 |
| Tabla 7. Periodo: SAP2000 – Edificio de corte. Factores de modificación ecuación (30). | 28 |
| Tabla 8. Periodo: SAP2000 – Edificio de corte. Ecuaciones del Wilbur. Ecuación (31), (32), (33). | 31 |
| Tabla 9. Comparativo Periodo: SAP2000 – Edificio de corte – Edificio corte modificado – Edificio de corte ecuaciones del Wilbur. | 32 |
| Tabla 10. Propiedades mecánicas materiales: Hormigón C30. | 33 |
| Tabla 11. Propiedades mecánicas materiales: Acero de refuerzo B500-SD. | 33 |
| Tabla 12. Cargas Permanentes aplicadas en caso de estudio. | 33 |
| Tabla 13. Cargas Variables aplicadas en caso de estudio. | 34 |
| Tabla 14. Parámetros que describen los espectros de respuesta elastica Tipo 1 [14]. | 34 |
| Tabla 15. Corte Basal. | 35 |
| Tabla 16. Deriva de piso AEL. | 35 |
| Tabla 17. Geometria y armadura en elementos estructurales. | 36 |
| Tabla 18. Masa por nivel. | 36 |
| Tabla 19. Rigidez de Piso K_0 | 36 |
| Tabla 20. Fuerza Fluencia Piso (ADL). | 37 |
| Tabla 21. Periodo fundamental de estructura. | 37 |
| Tabla 22. Deriva de Piso y Error relativo ADL. | 38 |
| Tabla 23. Deformación lateral y Error absoluto ADL. | 38 |
| Tabla 24. Fuerza de fluencia ADNL. | 39 |
| Tabla 25. Rigidez de piso Modificación formulación ADNL. | 39 |
| Tabla 26. Rigidez de piso Formulación Wilbur ADNL. | 40 |
| Tabla 27. Deriva de piso ADNL. | 40 |
| Tabla 28. Deformación laterales y Error absoluto ADNL. | 40 |
| Tabla 29. Estructura inicial. | 47 |
| Tabla 30. Costos Optimizacion propuestos. | 47 |
| Tabla 31. Rigidez de piso K_1 . $d_{t,v} \leq 0.005.h$ | 47 |
| Tabla 32. Fuerza de fluencia de piso F_{y2} . $d_{t,v} \leq 0.005.h$ | 48 |
| Tabla 33. Deriva de piso. $d_{t,v} \leq 0.005.h$ | 49 |
| Tabla 34. Costo Optimizacion. $d_{t,v} \leq 0.005.h$ | 49 |

| | |
|---|----|
| Tabla 35. Comparación Costo Optimizacion $d_t.v \leq 0.005.h$ | 49 |
| Tabla 36. Estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.005.h$. Costo $F/K = 100/100$ | 50 |
| Tabla 37. Acero de refuerzo en estructura optimizada. $d_t.v \leq 0.005.h$. Costo $F/K = 100/100$ | 50 |
| Tabla 38. Deriva de piso estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.005.h$. Costo $F/K = 100/100$.. | 50 |
| Tabla 39. Rgidez de piso K_1 . $d_t.v \leq 0.0075.h$ | 51 |
| Tabla 40. Fuerza de fluencia de piso F_{y2} . $d_t.v \leq 0.0075.h$ | 52 |
| Tabla 41. Deriva de piso. $d_t.v \leq 0.0075.h$ | 52 |
| Tabla 42. Costo Optimizacion. $d_t.v \leq 0.0075.h$ | 52 |
| Tabla 43. Comparación Costo Optimizacion. $d_t.v \leq 0.0075.h$ | 52 |
| Tabla 44. Estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.0075.h$. Costo $F/K = 100/100$ | 53 |
| Tabla 45. Acero de refuerzo en estructura optimizada. $d_t.v \leq 0.0075.h$. Costo $F/K = 100/100$ | 53 |
| Tabla 46. Deriva de piso estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.0075.h$. Costo $F/K = 100/100$. | 54 |
| Tabla 47. Rgidez de piso K_1 . $d_t.v \leq 0.010.h$ | 54 |
| Tabla 48. Fuerza de fluencia de piso F_{y2} . $d_t.v \leq 0.010.h$ | 55 |
| Tabla 49. Deriva de piso. $dt.v \leq 0.010.h$ | 55 |
| Tabla 50. Costo Optimizacion. $d_t.v \leq 0.010.h$ | 55 |
| Tabla 51. Comparación Costo Optimizacion. $d_t.v \leq 0.010.h$ | 55 |
| Tabla 52. Estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.010.h$. Costo $F/K = 100/100$ | 56 |
| Tabla 53. Acero de refuerzo en estructura optimizada. $d_t.v \leq 0.010.h$. Costo $F/K = 100/100$ | 56 |
| Tabla 54. Deriva de piso estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.010.h$. Costo $F/K = 100/100$.. | 57 |
| Tabla 55. Geometría elementos estructurales analizadas..... | 66 |
| Tabla 56. Geometría tipologías estructurales. | 68 |
| Tabla 57. Periodo fundamental de tipologías estructurales..... | 69 |
| Tabla 58. Periodo fundamental de tipologías estructurales con factores modificación. | 71 |
| Tabla 59. Periodo fundamental de tipologías estructurales con las ecuaciones de Wilbur. | 73 |

Índice de gráficas

| | |
|---|----|
| Gráfico 1. Curva factor corrección Pórtico vs relación inercias columna/viga. | 29 |
| Gráfico 2. Curva factor corrección Muro vs relación inercias muro/altura muro. | 29 |
| Gráfico 3. Optimización Rigidez de piso. Caso (a). | 57 |
| Gráfico 4. Optimización Fuerza de fluencia de piso. Caso (a). | 58 |
| Gráfico 5. Deriva de piso. Caso (a). | 59 |
| Gráfico 6. Resumen Costos en Optimización | 60 |
| Gráfico 7. Optimización Rigidez de piso. Caso (b). | 77 |
| Gráfico 8. Optimización Rigidez de piso. Caso (c). | 77 |
| Gráfico 9. Optimización Fuerza de fluencia de piso. Caso (b). | 78 |
| Gráfico 10. Optimización Fuerza de fluencia de piso. Caso (c). | 78 |
| Gráfico 11. Deriva de piso. Caso (b). | 79 |
| Gráfico 12. Deriva de piso. Caso (c). | 79 |

INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

Los métodos de análisis dinámicos inelásticos son la estrategia más realista para evaluar el desempeño de una estructura frente a sismos fuertes. Sin embargo, estos son poco utilizados debido a su complejidad y tiempo empleado para la obtención de los resultados. Por lo tanto, es necesario contar con herramientas rápidas y simples que ayuden a obtener respuestas prácticas a esta realidad. En el presente trabajo se emplea un método aproximado, conocido como edificio de cortante. Este método es ampliamente conocido en el medio como una alternativa para realizar un análisis estático y dinámico lineales a una estructura y que permita la optimización de la misma en función de los parámetros de interés en el estudio. En esta tesina, se empleará el método para estimar la respuesta no-lineal paso a paso en el tiempo. Así mismo, el método se empleará como herramienta de diseño, por lo que considera la rigidez y resistencia de piso como variables de diseño. Las fuerzas y resistencias de cada piso se obtendrán como resultado de un proceso de optimización tomando como condiciones de control las máximas derivas permitidas en el código de diseño y minimizando una función de costo de la estructura, proporcional a la rigidez y la resistencia de cada piso.

1.2. Objetivo General

Evaluar la factibilidad de utilizar modelos numéricos reducidos de estructuras complejas o de varios grados de libertad, para la evaluación y diseño sísmico basado en desempeño mediante análisis dinámico no-lineal.

1.3. Objetivos Específicos

Evaluar y proponer formulaciones simplificadas de rigidez de piso de estructuras aporticadas para su uso en un modelo de edificio de cortante 2D.

Comparar los resultados del modelo estructural simplificado de edificio de cortante, con los obtenidos con modelo detallado del edificio, empleando muchos grados de libertad y rotulas plásticas, tanto al realizar un análisis elástico lineal y dinámico no lineal.

Dar criterios para la caracterización del comportamiento no-lineal del muelle de piso.

Evaluar la factibilidad de usar el método reducido en un proceso de optimización numérica, utilizando control de derivas de piso como condiciones de diseño.

1.4. Metodología

Para el desarrollo de esta tesina se evaluará una estructura tipo pórtico; inicialmente se realizará un análisis estático lineal para la determinación de los esfuerzos en los elementos y se diseñará los elementos estructurales. Definida la sección y armado de cada uno de los elementos, se realizará

un análisis dinámico no lineal de la estructura. Del análisis dinámico se determinará los desplazamientos máximos en cada uno de los niveles y se establecerá las derivas de piso máximas.

Para la resolución de la ecuación de movimiento (15) presentada en el capítulo 2.2, se resolverá por el método de integración paso a paso de Newmark con $\beta = 1/4$ y $\gamma = 1/2$. El modelo histerético utilizado corresponde a un modelo isotrópico, sin degradación del material.

Tanto el análisis estático como dinámico se lo ejecutara con el programa SAP2000 y MATLAB. Para el caso del modelo del edificio completo se lo realizará con el programa SAP2000 y en el caso del modelo reducido o edificio de cortante, se usará el programa MATLAB.

En el programa MATLAB, con las secciones de los elementos estructurales determinados en el análisis elástico (SAP2000), se definirá la masa, rigidez, fuerza de fluencia y amortiguamiento de cada uno de los niveles de la estructura.

Para la determinación de las fuerzas de fluencia de cada piso se utilizará el diagrama momento – curvatura de las vigas y se obtendrá el momento plástico de cada sección y con eso se definirá la fuerza de fluencia. En la curva fuerza de fluencia – deformación de cada piso, según se muestra en la Figura 1, al formarse la primera rotula plástica en una de las vigas de un nivel i , se produce una reducción de la rigidez de piso y por ende una reducción de la fuerza de fluencia; al continuar con la formación de rotulas plásticas en las vigas se sigue produciendo una reducción de la rigidez de piso y la fuerza de fluencia. En base a esto, para la determinación de la curva fuerza – deformación se ha considerado una curva trilineal, como se muestra en la Figura 2, que se acopla de mejor manera a este comportamiento. Adicionalmente en esta figura se muestra la representación gráfica de la fuerza de fluencia y rigidez de piso.

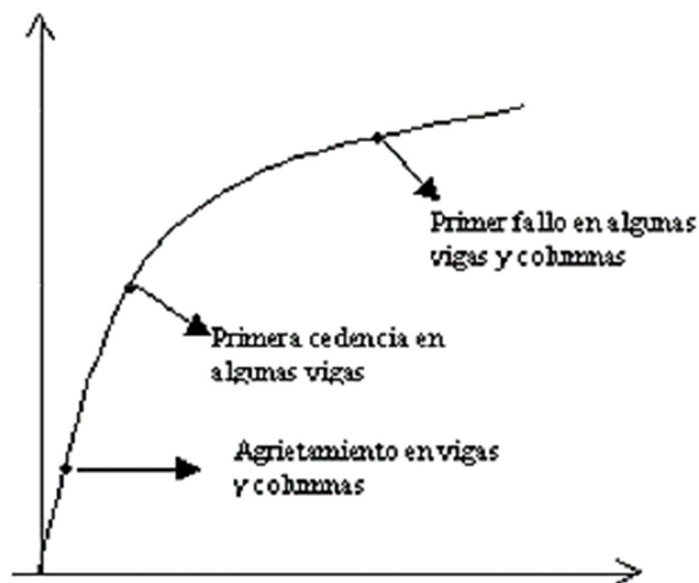


Figura 1. Curva fuerza – deformación [1].

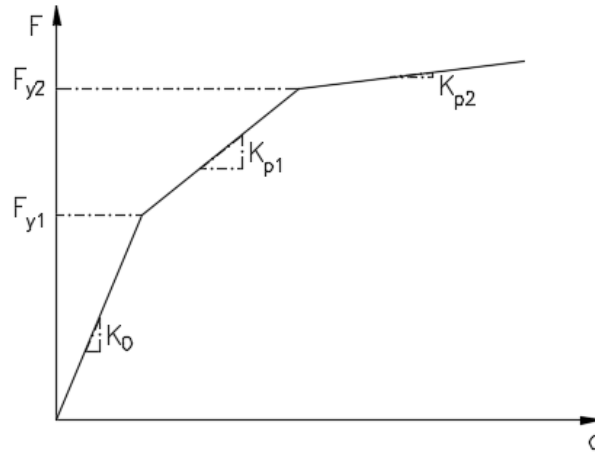


Figura 2. Curva fuerza – deformación. Definición parámetros Rigidez y Fuerza Fluencia..

Definidos estos parámetros, se realizará un análisis elástico lineal para la validación de las subrutinas en MATLAB y posteriormente se ejecutará un análisis no lineal con las mismas subrutinas. Se determinará las derivas de piso para cada uno de los niveles de la estructura y se procederá a comparar las derivas de piso obtenidas con los programas MATLAB y SAP2000.

Para la optimización de la estructura, se ha utilizado la función *Fmincon* de MATLAB [2], donde se pondrá como variable de optimización a la rigidez elástica (K_1) y fuerza de fluencia (F_{y2}) que se requiere por cada nivel y el punto de control para la optimización será la deriva de piso máxima en cada nivel permitida en los códigos de diseño. Se consideran las tres limitaciones de deriva descritas en el capítulo 4.4.3.2 del Eurocódigo 8.

En la optimización de la estructura se considerará el costo que se tiene por la rigidez elástica y fuerza de fluencia de cada piso; para esto se pondrá un precio referencial del costo del hormigón por metro cubico para los dos ítems evaluados y se evaluará el costo total de la estructura con la ecuación (1):

$$\text{Costo estructura} = \text{Costo Rigidez} * \text{Rigidez} + \text{Costo F. fluencia} * \text{F. fluencia} \quad (1)$$

El costo y parámetro a ser evaluado en una estructura son vectores, y cada elemento de los vectores corresponden a los valores de cada nivel de la estructura.

Si bien en esta tesina se ha tomado estos dos parámetros para la optimización de la estructura, se pueden considerar los diferentes parámetros que ingresan en la subrutina *Fmincon*, como son:

M_i : masa de cada piso.

K_0 : rigidez elástica de cada piso.

K_{p1} : rigidez plástica de cada piso primer tramo plástico.

K_{p2} : rigidez plástica de cada piso segundo tramo plástico.

- F_{y1} : fuerza de fluencia por piso (fuerza de fluencia que produce la formación de la primera rotula de las vigas de cada nivel.
- F_{y2} : fuerza de fluencia por piso (fuerza de fluencia que produce la formación de las rotulas de las vigas de cada nivel.
- C : amortiguamiento de cada nivel.

La ecuación general del costo para los diferentes parámetros que pueden ser optimizados vendrá dada por la ecuación (2).

$$Costo = \sum Costo Parametro(i) * Parametro(i) \quad (2)$$

Una vez determinadas las rigideces elásticas y fuerzas de fluencia optimas en cada piso, se propondrá unas nuevas secciones de los elementos estructurales (pilares y vigas) que cumplan con dichos requerimientos, esta evaluación se lo hará con la ayuda de una subrutina realizada en MATLAB.

Posteriormente, con estas nuevas secciones, se verificará que las derivas de piso de la estructura se encuentren dentro del rango permitido estipulado en el código según el caso de estudio. Esta evaluación se lo realizará con los programas SAP2000 y MATLAB.

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1. Edificio de Cortante

El análisis de la respuesta sísmica de una estructura requiere disponer de una adecuada definición de las características estructurales y del movimiento del terreno. Con este análisis se pretende proporcionar una descripción realista de su comportamiento y permitir desarrollar relaciones entre la acción y respuesta. Para el caso de los edificios, la modelización debe tener en cuenta que su masa se encuentra concentrada en unas zonas de la estructura que es fácilmente identificable, tal como son los forjados, simulando de esta manera el efecto de las fuerzas de inercia que aparecen en la estructura durante su vibración. Por esto en los modelos dinámicos suele considerarse “n” grados de libertad y de masas concentradas de fácil aplicación y que proporcionan resultados suficientemente precisos [3].

En el caso de edificaciones, el modelo más sencillo con varios grados de libertad que se puede utilizar para describir el comportamiento dinámico de una estructura es el edificio de cortante [1]. Este modelo se lo representa esquemáticamente en la Figura 3.

Las simplificaciones que se realizan al modelizar una estructura tridimensional como edificio de cortante son similares a las que se realizan al modelar un edificio en dos dimensiones. Según lo detallado en [3] y [1] las simplificaciones que se realizan en un edificio de cortante son las siguientes:

- El edificio es simétrico.
- Se desprecia la deformación por esfuerzo axial de los pilares y forjados.
- El edificio se considera sometido por separado a dos componentes horizontales ortogonales de la aceleración sísmica. En consecuencia, se realizan dos cálculos diferentes, uno para cada componente de aceleración. Al final del proceso de cálculo, los resultados obtenidos se combinan, considerando para la aceleración sísmica la dirección más desfavorable.
- En la modelización de los pórticos que componen cada dirección se consideran diafragmas rígidos en los pisos y se supone que la traslación horizontal es el único grado de libertad por planta.
- La totalidad de la masa del edificio se concentra a nivel de las plantas y se considera que el resto de la estructura no tiene masa.
- Las masas concentradas se conectan entre si mediante barras elásticas sin masa, cuya rigidez es equivalente a la rigidez total de cada planta.
- La torsión se tendrá en cuenta en el análisis de una manera desacoplada, después de efectuar el análisis dinámico para los grados de libertad de traslación.

Todas estas son simplificaciones que implícitamente se hacen al realizar un cálculo dinámico de un edificio mediante el modelo de cortante. Sin embargo, los errores de cálculo que suponen son

razonablemente pequeños, hecho por el cual el modelo de edificio de cortante es generalmente considerado por los calculistas de estructuras como adecuado [3].

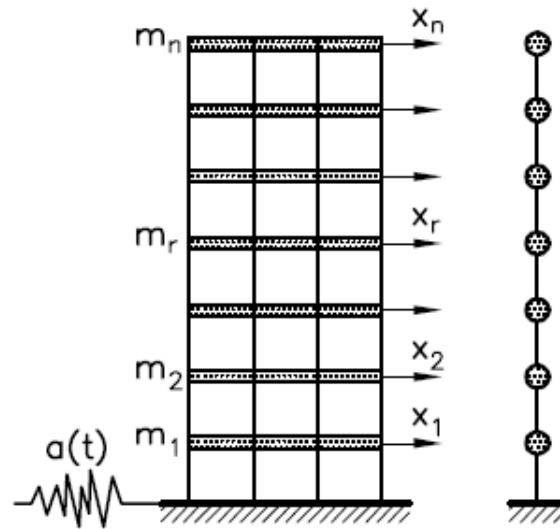


Figura 3. Modelos dinámicos de masas concentradas [3].

2.2. Ecuaciones de movimiento para edificios de cortante

Las ecuaciones del movimiento, para los edificios de cortante con comportamiento lineal, se pueden expresar utilizando el principio de d' Alembert (la suma de las fuerzas externas que actúan sobre un cuerpo y las denominadas fuerzas de inercia forman un sistema de fuerzas en equilibrio [4], [5]).

En la Figura 4, se representa el modelo del edificio de cortante que se encuentra sometido a una aceleración sísmica horizontal $a(t)$ en la base y en la Figura 5, se tiene el diagrama de cuerpo libre de la masa m_r en el nivel r .

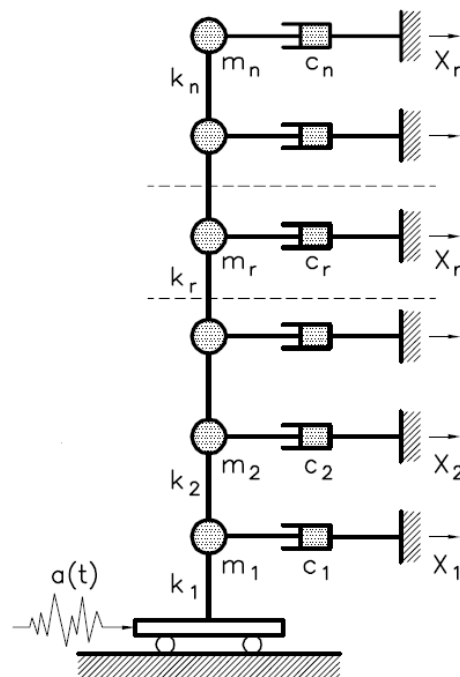


Figura 4. Modelo Sísmico Edificio de cortante [3].

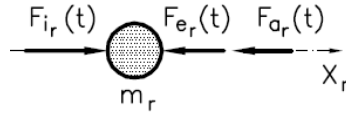


Figura 5. Equilibrio de fuerzas nivel r [3].

Expresando el equilibrio dinámico de la masa m_r , con el origen en la posición inicial del edificio, se tiene:

$$F_{i_r}(t) + F_{e_r}(t) + F_{a_r}(t) = 0 \quad (r = 1, 2, \dots, n) \quad (3)$$

Donde F_{i_r} , F_{e_r} y F_{a_r} son las fuerzas de inercia, elásticas y de amortiguamiento respectivamente correspondientes al grado de libertad r . Expresando esta ecuación matricialmente para cada una de las masas, se tiene:

$$F_i(t) + F_e(t) + F_a(t) = 0 \quad (4)$$

Los vectores de las fuerzas elásticas $F_e(t)$, de inercia $F_i(t)$ y de amortiguamiento $F_a(t)$ se definen mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} F_e(t) &= K * X(t) \\ F_i(t) &= M * [\ddot{X}(t) + \{1\} * a(t)] \\ K F_a(t) &= C * \dot{X}(t) \end{aligned} \quad (5)$$

En estas ecuaciones, X es el vector de desplazamientos respecto a la base del edificio de cortante y $\{1\}$ es el vector unidad de colocación de la aceleración.

K es la matriz de rigidez cuya componente k_{r+1} es la fuerza elástica que se desarrolla en el grado de libertad bloqueado $r + 1$, cuando se impone un desplazamiento unitario ($X_r = 1$), en el grado de libertad r [3], tal como se lo muestra en la Figura 6.

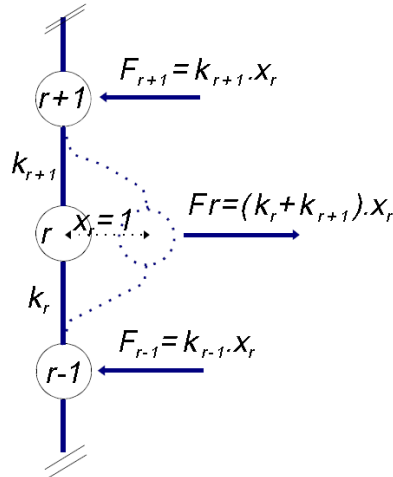


Figura 6. Representación de la rigidez de un grado de libertad k_r [3].

En el caso particular del edificio de cortante, la influencia del grado de libertad r , solo afecta a los dos grados adyacentes, como se observa en la Figura 6, llegando a tener con esto una matriz tridiagonal [3], donde la rigidez de cada piso r estaría dada por:

$$k_r = \frac{12EI_r}{h_r^3} \quad (6)$$

Donde k_r estaría dada por la sumatoria de las rigideces de los pilares del nivel r , siendo I_r la sumatoria de los momentos de inercia de los pilares situados entre las plantas r y $r - 1$, y $h_{r,r-1}$ es la altura de entrepiso entre dichos pilares. La ecuación (6) es considerando que el pilar se encuentra empotrado en sus dos extremos.

En 2002, *Bertero* [6] propuso una modificación en la determinación de la rigidez de piso, en la que considera el aporte de la rigidez de las vigas que se encuentran en los niveles r y $r - 1$, añadiendo el factor Ψ_r a la ecuación (6), con esto se tiene que la rigidez del piso estaría da por:

$$k_r = \frac{12}{1 + \Psi_r} \sum_{r=1}^{N_c} \left(\frac{E_c * I_{cr}}{L_c^3} \right)_r \quad (7)$$

Donde Ψ_r es la relación de rigidez de los pilares y vigas en el nivel r y está determinada por la siguiente expresión:

$$\Psi_r = \frac{\sum_{r=1}^{N_c} \left(\frac{E_c * I_{cr}}{h} \right)_r}{\frac{1}{2} \sum_{r=1}^{N_b} \left[\left(\frac{E_b * I_{br}}{L_r} \right)_r + \left(\frac{E_b * I_{br}}{L_r} \right)_{r-1} \right]} \quad (8)$$

Donde:

- N_c : número de columnas en el pórtico
- N_b : número de vigas en el pórtico
- I_c : momento de inercia efectivo de la columna
- I_b : momento de inercia efectiva de la viga
- L_c : longitud libre de la altura de la columna
- h : altura del piso
- L_b : longitud del vano de la viga
- E_c : módulo de elasticidad de la columna
- E_b : módulo de elasticidad de la viga

Para la determinación de las ecuaciones (7) y (8) se considera que para marcos resistentes a momento los tamaños preliminares de columnas y vigas se pueden obtener considerando el punto de inflexión a media altura de las columnas y despreciando las deformaciones axiales y de corte [6].

Para el primer nivel de una estructura, considerando que los pilares en un extremo se encuentran empotrados en la base y en el otro extremo del pilar el giro está en función de la rigidez de las vigas que conectan al nudo, el tutor de esta tesis, *Jesús Bairan* [7] presentó una variación a la ecuación (8), donde se considera estas condiciones de borde en los pilares del primer nivel de la estructura, tendiéndose con esto la ecuación (9), que modificaría la rigidez de piso indicada en la ecuación (7) solo en el primer nivel.

$$\psi_1 = \frac{3 + 2 * \sum_{r=1}^{N_c} \left(\frac{E_c * I_{cr}}{h} \right)_r / \sum_{r=1}^{N_v} \left(\frac{E_v * I_{rj}}{L} \right)_r}{3 + \frac{1}{2} * \sum_{r=1}^{N_c} \left(\frac{E_c * I_{cr}}{h} \right)_r / \sum_{r=1}^{N_v} \left(\frac{E_v * I_{vr}}{L} \right)_r} - 1 \quad (9)$$

Para el caso de estructuras con muros de corte, para la determinación de la rigidez se considera la rigidez a cortante y flexión [8], teniéndose que la rigidez del muro esta dado por la ecuación (10).

$$K_{wall,r} = \frac{1}{\frac{H_r^3}{3 * EI} * f_f(\beta) + \frac{1.2 * H_r}{GA} * f_s(\beta)} \quad (10)$$

Donde:

$$\begin{aligned} f_f(\beta) &= 1 - \frac{1}{2} * \beta^2 * (3 - \beta) \\ f_s(\beta) &= 1 - \beta \\ \beta &= 1 - \frac{H_r - H_{r-1}}{H_r} \end{aligned} \quad (11)$$

H_r = es la altura total en el nivel r

Para la determinación de la rigidez del muro, el tutor de esta tesina *Jesús Bairan* [7], plantea una modificación a la ecuación (10), donde se considera una distribución lineal de la rigidez del muro, expresada en la ecuación (12)

$$K_{wall,r} = \left(\frac{h_r * H_r^2}{12EI} * \frac{\left(6 - 2 \frac{H_r}{H} \right)}{\left(1 - \frac{H_{r-1}}{H} \right)} + \frac{H_r}{GA} \right)^{-1} \quad (12)$$

Donde:

- h_r : altura entrepiso
- H_r : altura total hasta nivel r
- H : altura total muro

La matriz de masas M para el caso de los edificio de cortante es diagonal, ya que no existe interacción entre las masas asociadas a dos grados de libertad distintos del sistema [3].

Para la determinación de la matriz de amortiguamiento C , según lo expresado por Barbat en [3], las fuerzas de amortiguamiento están producidas en las estructuras por tres causas principales:

- El rozamiento entre superficies de deslizamiento, que de acuerdo con la hipótesis de Coulomb es proporcional a la fuerza normal de la superficie de contacto.
- La fricción interna del propio material de la estructura debido a su imperfecta elasticidad, que produce un amortiguamiento proporcional a la fuerza de recuperación y se lo denomina amortiguamiento estructural.
- Efectos de la propia viscosidad del material.

Normalmente en el cálculo dinámico de la estructura es habitual utilizar el amortiguamiento viscoso que es proporcional a la velocidad [3].

La matriz de amortiguamiento se puede considerar proporcional a:

- La matriz de masa,
- La matriz de rigidez,
- O se la puede considerar a partir de una combinación lineal de ambas [1] (amortiguamiento de Rayleigh), como se muestra en la ecuación (13).

$$C = \alpha_1 M + \alpha_2 K \quad (13)$$

Donde α_1 y α_2 [5] son:

$$\alpha_1 = \xi \frac{2w_i * w_j}{w_i + w_j}$$

$$\alpha_2 = \xi \frac{2}{w_i + w_j} \quad (14)$$

Donde w_i y w_j son las frecuencias angulares

Una vez definida la rigidez, masa y amortiguamiento de una estructura, sustituyendo las ecuaciones (5) en (4) se tiene:

$$M * \ddot{X}(t) + C * \dot{X}(t) + K * X(t) = -M * \{1\} * a(t) \quad (15)$$

La ecuación del movimiento (15) puede satisfacerse mediante la resolución numérica por métodos de integración directa paso a paso, explícitos o implícitos; para esta tesina se utilizará el método de Newmark con $\beta = 1/4$ y $\gamma = 1/2$.

Para la determinación de las características dinámicas de los modelos con varios grados de libertad se definen analizando sus vibraciones libres no amortiguadas [3], cuya ecuación de movimiento es:

$$M * \ddot{X} + K * X = 0 \quad (16)$$

La solución particular para la ecuación (16) es:

$$X(t) = A * e^{i\omega t} \quad (17)$$

Donde el vector A contiene las amplitudes del desplazamiento y w es la pulsación. Sustituyendo (17) en (16) se tiene:

$$(K - w^2 * M) * A = 0 \quad (18)$$

Este sistema de ecuaciones algebraicas lineales y homogéneas constituye un problema de autovalores, teniéndose si el determinante de la matriz de coeficientes es igual a cero, el sistema tiene soluciones A distintas de la trivial.

$$|K - w^2 * M| = 0 \quad (19)$$

Desarrollando este determinante en su forma polinómica se tiene la ecuación característica:

$$w^{2n} + \alpha_1 w^{2n-2} + \alpha_2 w^{2n-4} + \dots + \alpha_{n-1} w^2 + \alpha_n = 0 \quad (20)$$

De la ecuación característica se obtiene n soluciones w_i^2 y en consecuencia n valores de w_i reales. La frecuencia más baja se denomina frecuencia fundamental [3], y los periodos propios del modelo se definen por:

$$T_i = \frac{2\pi}{w_i} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (21)$$

Donde T_1 es el periodo fundamental de la estructura.

La forma de vibración de la estructura se la puede obtener a partir de la ecuación (18). Los auto vectores (ϕ_i) se pueden ordenar en la matriz modal Φ^* , y representan las formas del sistema durante la vibración en cada uno de sus autovalores [3].

2.3. Comportamiento bajo cargas cíclicas dinámicas.

En situaciones de carga cíclica, la curva de fuerza – desplazamiento ($F - d$) de los elementos de piso siguen caminos diferentes en las ramas de carga y descarga. Por lo tanto, en cada ciclo de carga, queda una cierta área encerrada por el camino de la curva $F - d$, lo cual representa una cantidad de energía que es disipada en cada ciclo, al no estar almacenada como energía potencial en el elemento de rigidez. Cantidad de energía que se disipa en los procesos ciclos no-lineales influye en el comportamiento sísmico observado, por lo tanto, su adecuada modelización resulta esencial. Para la modelización de la respuesta $F - d$ bajo carga cíclica se emplean modelos de histéresis.

Los modelos de histéresis realísticos son necesarios para realizar un análisis de respuesta sísmica inelástica de una estructura, ya que se puede representar la relación entre la resistencia – deformación de un modelo de miembro estructural. Los modelos de histéresis se derivan al extraer las características comunes de las relaciones de resistencia – deformación observadas en pruebas de laboratorio de miembros similares. El modelo de histéresis de un miembro debe expresar relaciones resistencia – deformación bajo cualquier historial de carga, incluida la reversión de carga [9].

El comportamiento sísmico de las estructuras aporticadas de hormigón armado depende de su ductilidad principalmente, donde la distribución del refuerzo longitudinal y transversal y el confinamiento en los elementos de la estructura influyen considerablemente en la forma de los ciclos histeréticos.

Para el caso del hormigón la curva resistencia – deformación generalmente está representada por una relación trilineal con cambios de rigidez al agrietamiento por flexión y tracción de fluencia del acero longitudinal. Algunos investigadores proponen el uso de una curva bilineal, que tenga un cambio de rigidez después de la fluencia, ignorando la etapa inicial no fisurada, ya que un elemento de concreto armado con una carga axial ligera puede fácilmente agrietar por la contracción o una carga accidental. El estado del arte no proporciona un método confiable para estimar la rigidez inicial, la deformación de fluencia y la deformación última. La rigidez se degrada a partir de la rigidez elástica inicial con el aumento de la deformación inelástica y el número de ciclos de carga y descarga. El módulo elástico del concreto varía significativamente con la resistencia del concreto y la mezcla; las grietas iniciales provocan la reducción de la rigidez. La estimación de la deformación de fluencia es más complicada por la interacción de la deformación por flexión y corte y la deformación adicional debido a la extracción del refuerzo longitudinal de la zona de anclaje y debido al deslizamiento de la barra del refuerzo longitudinal a lo largo del refuerzo longitudinal dentro del elemento. Por lo que las expresiones empíricas son necesarias para la estimación de la deformación de fluencia y la deformación última [9].

2.4. Modelos de Histéresis

En las últimas décadas a partir de los resultados de ensayos realizados se ha desarrollado diferentes modelos constitutivos que representan el comportamiento histerético de los elementos de hormigón armado cuando se ven sometidos a cargas reversibles. Estos modelos han ido evolucionando para representar de una manera más real el comportamiento de los elementos bajo cargas cíclicas, ya que el comportamiento dinámico no lineal de una estructura, depende del modelo constitutivo utilizado en el análisis.

Dentro de los estudios realizados se ha observado que existe una gran cantidad de variables que influyen en el comportamiento histerético, entre las cuales se tiene: la forma de la sección

transversal, la cuantía de acero de refuerzo, la distribución y calidad del anclaje del acero longitudinal y acero transversal por cortante y confinamiento, las propiedades de los materiales constitutivos y las características de adherencia entre ellos, el tipo y la magnitud, de las cargas actuantes [10].

A continuación, se describen los modelos de histéresis más relevantes utilizados en el análisis dinámico no lineal de estructuras de hormigón armado.

2.4.1. Modelo lineal

Los modelos lineales se caracterizan por la proporcionalidad entre la fuerza y las deformaciones en un elemento estructural. Este modelo es uno de los más sencillos y de mayor difusión en la ingeniería estructural. En la Figura 7 se representa un esquema de este tipo de modelo. La característica más importante de los elementos estructurales se obtiene del cociente entre la fuerza y deformación, a esta diferencia se denomina rigidez de la sección.

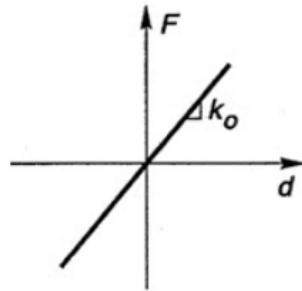


Figura 7. Modelo Lineal [9].

2.4.2. Modelo Bilineal

En la etapa de desarrollo inicial de análisis no lineal el modelo de histéresis elastoplástico perfecto (modelo elastoplástico) fue utilizado por muchos investigadores, donde el punto de respuesta se mueve en la línea de rigidez elástica hasta que se llega al límite de elasticidad; después de este punto, la respuesta se mueve en la línea perfectamente plástica hasta que se tenga la descarga. Tras la descarga, el punto de respuesta se mueve en la línea paralela a la línea elástica inicial. En el modelo no se considera la degradación de la rigidez bajo carga cíclica [9].

Para simular las características del endurecimiento por deformación del acero y concreto armado (modelo Bilineal), se asigna una pendiente positiva a la rigidez después de la fluencia. La rigidez de descarga después de la fluencia es igual a la rigidez elástica inicial. La degradación de la rigidez con deformación inelástica y energía de disipación durante pequeñas amplitudes de oscilación no son consideradas en este modelo [9].

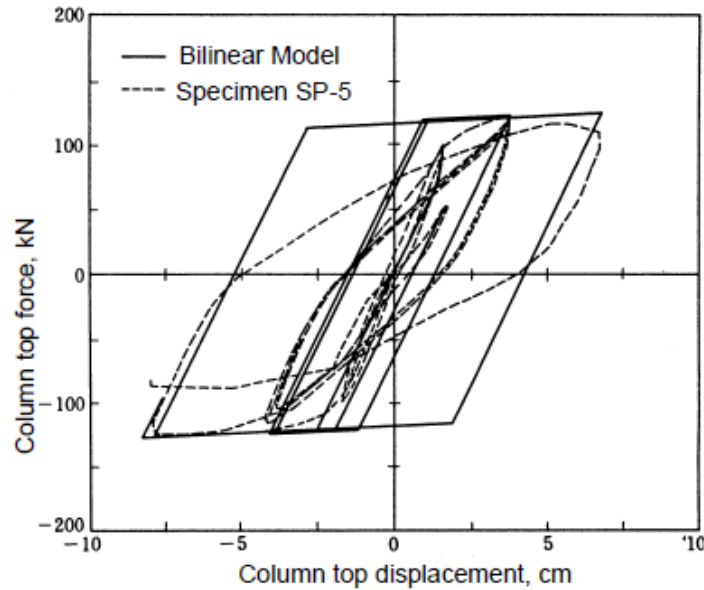


Figura 8. Modelo Bilineal [9].

Ni el modelo elastoplástico o bilineal representan el comportamiento de miembros de concreto armado y acero. En elementos de acero se ablanda durante la recarga después de la deformación plástica por el efecto “Bauschinger”. En la Figura 8, se muestra la respuesta del modelo elastoplástico comparado con un resultado de una prueba de una columna de hormigón armado.

Cuando la degradación en la rigidez fue reconocida en el comportamiento del hormigón armado, la rigidez de carga y descarga K_r , fue propuesta para degradarse con el máximo desplazamiento previamente alcanzado, según se muestra en la siguiente expresión:

$$K_r = K_y * \left(\frac{D_m}{D_y} \right)^{-\alpha} \quad (22)$$

Donde:

- α : parámetro de degradación de la rigidez de descarga $0 < \alpha < 1$
- K_y : rigidez elástica inicial
- D_m : desplazamiento máximo previamente alcanzado en cualquier dirección

La rigidez de descarga permanece constante hasta que la amplitud del desplazamiento de respuesta excede el máximo desplazamiento en cada dirección. Este modelo se denomina modelo de degradación bilineal. El modelo bilineal degradante Para un miembro de hormigón armado, el valor de α normalmente se selecciona alrededor de 0.40 [9].

2.4.3. Modelo de Ramberg – Osgood

En 1943 Ramberg y Osgood definieron una relación entre la tensión – deformación del acero usando tres parámetros D_y , F_y y γ , donde D_y es el desplazamiento de fluencia, F_y es la resistencia de fluencia y γ es un parámetro del modelo. Jennings en 1963, introdujo al modelo un cuarto parámetro

η . La curva inicial de carga del modelo bajo una deformación monóticamente creciente según lo modificado por Jennings se expresa por:

$$\frac{D}{D_y} = \frac{F}{F_y} \left(1 + \eta \left| \frac{F}{F_y} \right|^{\gamma-1} \right) \quad (23)$$

En donde:

- γ : exponente del modelo de Ramberg – Osgood
- η : parámetro introducido por Jennings

El módulo tangente inicial es igual a F_y/D_y y la curva de carga inicial pasa por un punto $(F_y, (1 + \eta)D_y)$ para cualquier valor de γ . La forma de la curva primaria puede ser controlada por el exponente γ , desde elástico lineal ($\gamma = 1$) a elastoplástico ($\gamma = \infty$). Para un valor grande de γ , el comportamiento se vuelve similar a la del modelo bilineal [9].

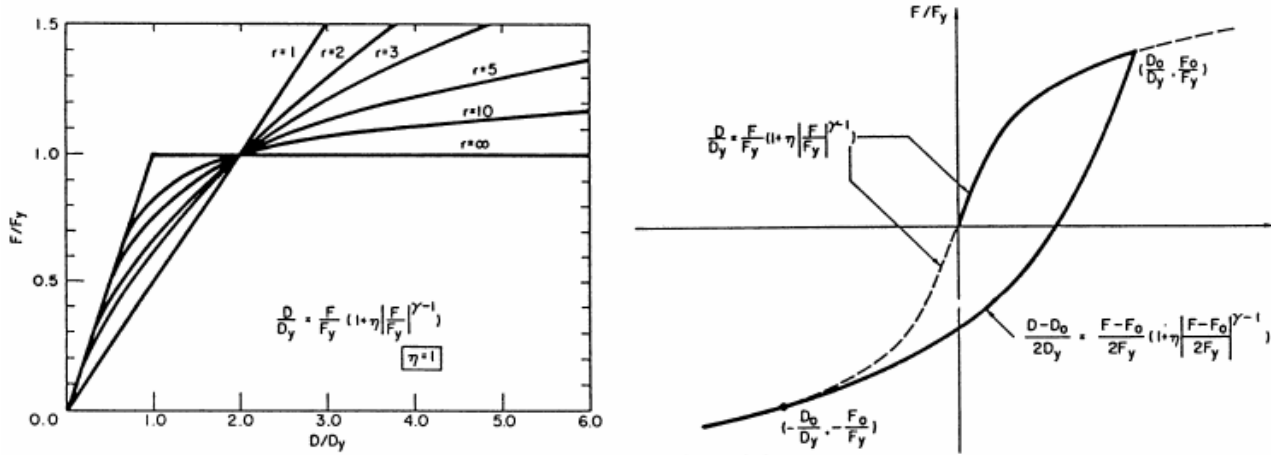


Figura 9. Modelo Ramberg - Osgood [9].

Tras la descarga desde un punto de respuesta máxima (D_o, F_o) , la descarga, la inversión de la carga y recarga de los lazos de la relación está dada por:

$$\frac{D - D_o}{2D_y} = \frac{F - F_o}{2F_y} \left(1 + \eta \left| \frac{F - F_o}{2F_y} \right|^{\gamma-1} \right) \quad (24)$$

Hasta que el punto de respuesta alcance el punto máximo de un lazo de histéresis exterior.

La resistencia F para un desplazamiento dado D debe calcularse numéricamente, ya que la resistencia F no está explícitamente expresada para un desplazamiento D dado en este modelo. El modelo de Ramberg – Osgood se utiliza a menudo para la relación tensión – deformación del acero en el análisis de elementos finitos en el modelo de lámina [9].

2.4.4. Modelo Trilineal degradante

En 1969 Fukada, definió un modelo que simula las características de rigidez dominadamente por flexión del hormigón armado. La curva primaria es de forma trilineal con cambios de rigidez en el agrietamiento por flexión y fluencia. Hasta la fluencia, el modelo se comporta en una manera similar al modelo bilineal. Cuando la respuesta excede el punto de fluencia, el punto de respuesta sigue la parte de endurecimiento por deformación de la curva primaria. Una vez que se realiza la descarga desde un punto en la curva primaria, el punto de descarga se considera un nuevo “punto de fluencia” en la dirección. El modelo se comporta de manera bilineal entre los “puntos de fluencia” positivos y negativos con una rigidez degradada proporcional a la relación de las pendientes que conectan los “puntos de rendimientos actuales” y “los puntos de rendimientos iniciales” [9]. La relación de la primera y segunda rigidez se mantiene constante incluso después de la fluencia.

El modelo tiene las siguientes propiedades:

- La rigidez continuamente se degrada con el aumento de la amplitud máxima más allá de la fluencia.
- La disipación de energía de histéresis es grande en el primer ciclo de inversión de carga después de la fluencia y se estabiliza en los siguientes ciclos.
- La disipación de energía histerética es proporcional a la amplitud del desplazamiento.

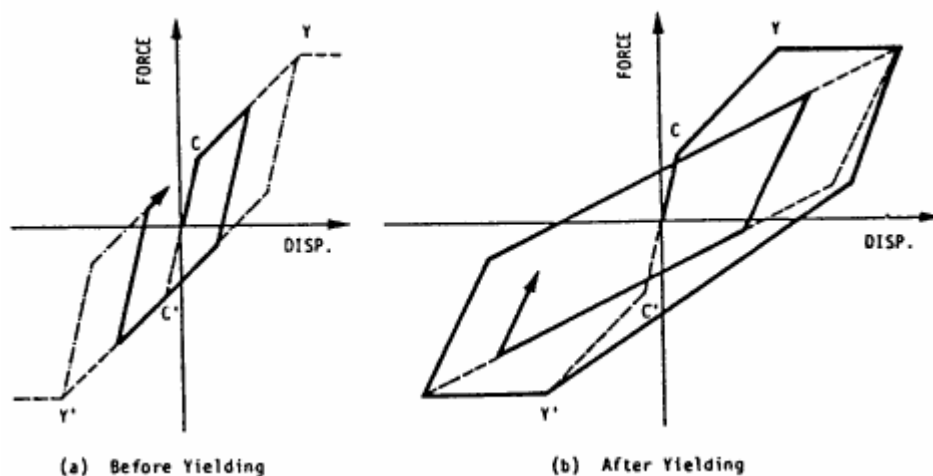


Figura 10. Modelo Trilineal Degradante [9].

2.4.5. Modelo Degradante de Clough

Un modelo de histéresis con una curva esqueleto elastoplástico fue propuesta por Clough y Johnston en 1966 para representar el comportamiento histerético en una unión viga – columna en hormigón armado. Durante la carga, el punto de respuesta sigue la curva esqueleto elastoplástica. La rigidez de descarga después de la fluencia se mantiene igual a la rigidez elástica inicial. El punto de respuesta durante la recarga se mueve hacia el punto de respuesta máxima anterior en la dirección de recarga, simulando la degradación de la rigidez. Si la fluencia no ha tenido lugar en la

dirección de recarga, el punto de respuesta se mueve hacia el punto de rendimiento en la dirección de recarga [9].

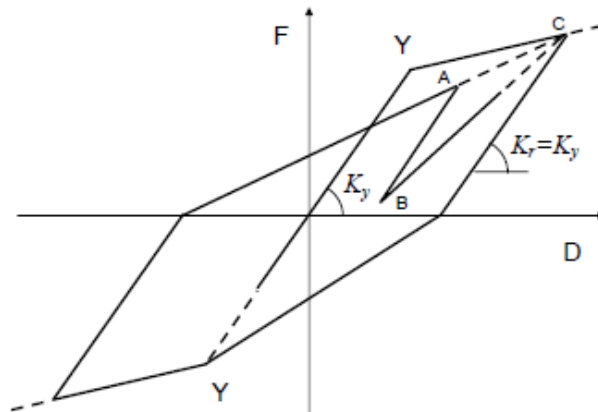


Figura 11. Modelo de Clough [9].

Mahin y Bertero en 1976 mostraron una deficiencia al modelo de Clough. Después de la descarga desde el punto A (Figura 12), si se considera una situación en la que la recarga se lleva a cabo desde el punto B; el modelo original de Clough asume que el punto de respuesta debería moverse hacia el punto de respuesta máxima anterior C, pero esto no es realista. Por lo tanto, se agregó una pequeña modificación para que el punto de respuesta se mueva hacia un punto de descarga A inmediatamente anterior durante la descarga. Cuando el punto de respuesta alcanza el punto A, el punto de respuesta se mueve hacia el punto máximo anterior C [9].

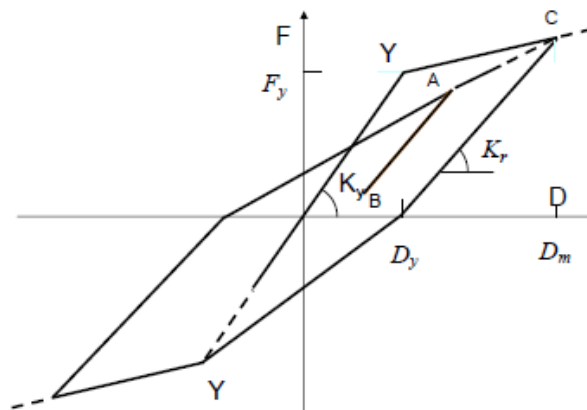


Figura 12. Modelo de Clough Modificado [9].

El modelo se hizo más versátil al incorporar la reducción de la rigidez de descarga K_r con un desplazamiento máximo en la forma:

$$K_r = K_y \left(\frac{D_m}{D_y} \right)^{-\alpha} \quad (25)$$

En donde:

- α : parámetro de degradación de la rigidez de descarga
 K_y : rigidez elástica inicial
 D_m : desplazamiento máximo anterior

Las diferentes rigideces de descarga pueden asignarse tomando a D_m como una deformación máxima en la dirección en que tiene lugar la descarga. Si el valor es tomado como cero, la rigidez de descarga del modelo permanece igual a la rigidez elástica inicial.

2.4.6. Modelo Degradante de Takeda

En 1970 Takeda, Sozen y Nielsen desarrollaron un modelo de histéresis basado en la observación experimental sobre el comportamiento de varios elementos de hormigón armado de mediano tamaño probados bajo inversión de carga lateral con una carga axial entre ligera a media; modelo que ha sido ampliamente utilizado en el análisis de respuesta sísmica no lineal de estructuras en hormigón armado [9].

El modelo de histéresis de Takeda presenta las siguientes condiciones y reglas [9]:

1. Condición: la carga de agrietamiento P_{cr} no se ha excedido en una dirección. La carga se invierte de una carga P en la otra dirección. La carga P es menor que la carga de fluencia P_y . Regla: la descarga sigue una línea recta desde la posición en la carga P hasta el punto que representa la carga de agrietamiento en la otra dirección.
2. Condición: se alcanza una carga P_1 en una dirección en la curva primaria, de modo que P_1 es mayor que P_{cr} pero no menor que la carga de fluencia P_y . La carga se invierte a $-P_2$, de modo que $P_2 < P_1$. Regla: descarga paralela a la curva de carga para ese medio ciclo.
3. Condición: se alcanza una carga P_1 en una dirección tal que P_1 es mayor que P_{cr} pero no mayor que la carga de fluencia P_y . La carga se invierte a $-P_3$ de modo que $P_3 > P_1$. Regla: la descarga sigue una línea recta que une el punto de retorno y el punto que representa el agrietamiento en la otra dirección.
4. Condición: se han producido uno o más ciclos de carga. La carga es cero. Regla: para construir la curva de carga, conecte el punto con carga cero al punto alcanzado en el ciclo anterior, si este punto se encuentra en la curva primaria o en una línea dirigida a un punto en la curva primaria. Si el ciclo de carga anterior no contiene dicho punto, vaya al ciclo anterior y continúe el proceso hasta encontrar dicho punto. Luego conecte ese punto al punto con carga cero. Excepción: si no se ha excedido el punto de fluencia y si el punto con carga cero no se encuentra dentro de la proyección horizontal de la curva primaria para esa dirección de carga, conecte el punto con carga cero al punto de fluencia para obtener la pendiente de carga [9].

5. Condición: se supera la carga de fluencia P_y en una dirección. Regla: la curva de descarga sigue la pendiente dada por la siguiente ecuación:

$$k_r = k_y \left(\frac{D_y}{D} \right)^{0.4} \quad (26)$$

En donde:

k_r : pendiente de la curva de descarga.

k_y : pendiente de una línea que une el punto de fluencia en una dirección al punto de agrietamiento en la otra dirección.

D : máxima deflexión alcanzada en la dirección de la carga.

D_y : deflexión en la fluencia

6. Condición: la carga de fluencia se excede en una dirección, pero la carga de agrietamiento no se excede en la dirección opuesta. Regla: la descarga sigue la regla 5. La carga en la otra dirección continúa como una extensión de la línea de descarga hasta la carga de agrietamiento. Luego, la curva de carga se dirige al punto de fluencia.
7. Condición: se han producido uno o más ciclos de carga. Regla: si el cuarto de ciclo inmediatamente anterior se mantuvo en un lado del eje de carga cero, descargue a la velocidad basada en las reglas 2, 3 y 5, según lo que haya gobernado en el historial de carga anterior. Si el cuarto de ciclo inmediatamente anterior cruzó el eje de carga cero, descargue al 70% de la velocidad de acuerdo con la regla 2, 3 o 5, lo que haya gobernado en el historial de carga anterior, pero no en una pendiente más plana que la carga inmediatamente anterior pendiente.

Las reglas de histéresis son amplias y completas.

El modelo de Takeda incluye:

- Cambios de rigidez en el agrietamiento por flexión y fluencia,
- Reglas de histéresis para bucles de histéresis internos dentro del bucle externo, y
- Descarga de degradación de la rigidez con deformación. El punto de respuesta se mueve hacia un pico del bucle de histéresis externo.

La rigidez de descarga K_r después de la fluencia está dada por:

$$K_r = \frac{F_c + F_y}{D_c + D_y} \left| \frac{D_m}{D_y} \right|^{-\alpha} \quad (27)$$

En donde:

α : parámetro de degradación de la rigidez de descarga

D_m : desplazamiento máximo anterior más allá de la fluencia en la dirección considerada.

En Figura 13 se muestra el modelo de Takeda.

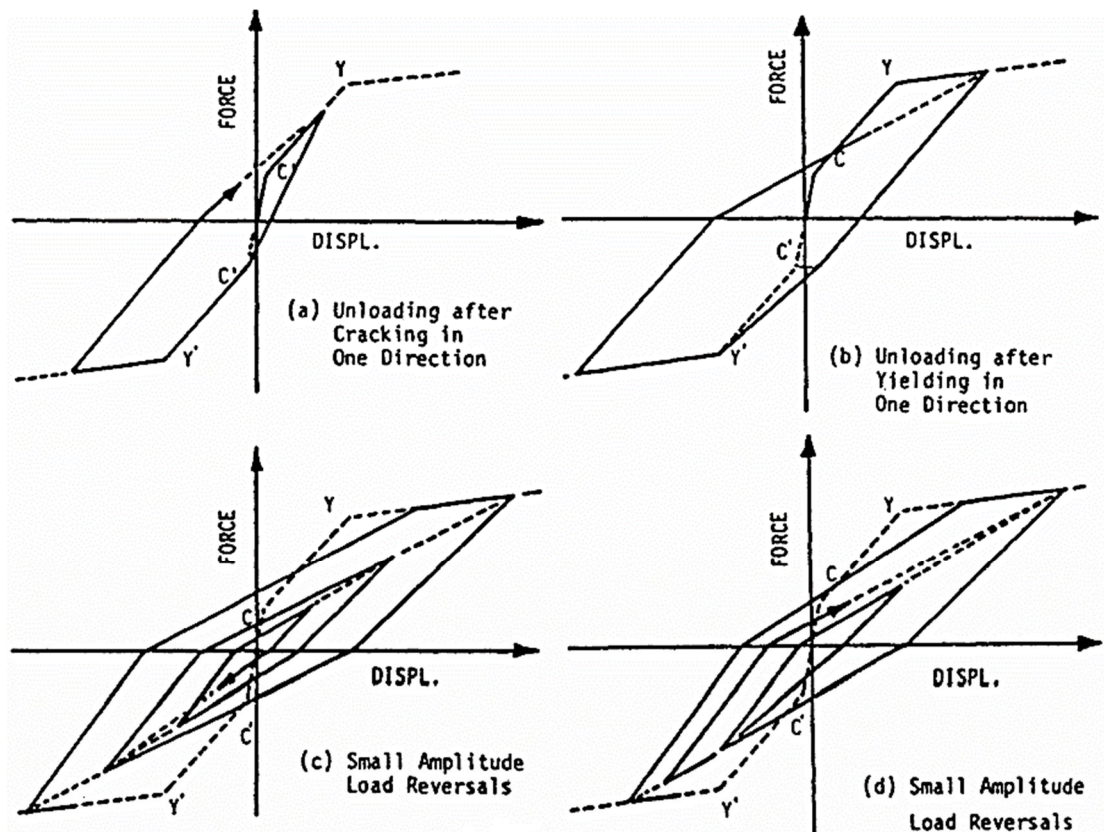


Figura 13. Modelo de Takeda [9].

Cabe señalar que la regla de histéresis de Takeda se desarrolló originalmente para simular el comportamiento de los miembros de hormigón armado. Si este modelo se usa para simular el comportamiento de una historia o una estructura simplificada, algunas reglas deben simplificarse [9].

2.4.7. Modelo Bilineal de Takeda

La curva primaria del modelo Takeda se puede hacer bilineal simplemente eligiendo el punto de agrietamiento como origen del plano de histéresis, a este modelo se lo denomina modelo Takeda bilineal, similar al modelo Clough, excepto que el modelo Takeda bilineal tiene más reglas de histéresis para los bucles de histéresis interna definidos por Otani y Sozen en 1972; es decir, el punto de respuesta se mueve hacia un punto de descarga en el lazo de histéresis exterior inmediato [9].

El comportamiento antes de la fluencia a veces se simplifica dejando que el punto de respuesta se mueva hacia el origen durante la descarga y hacia el punto de respuesta máxima en el lado opuesto a la recarga. Las reglas de histéresis de Takeda se aplican después de la fluencia. Este modelo es similar al modelo degradante de Clough, pero es más complicado tener reglas para los lazos de histéresis interna [9].

En la literatura se puede encontrar modificaciones adicionales al modelo de Takeda bilineal, tales como Powell en 1975, Riddle y Newmark en 1979, Saiidi y Sozen en 1979, Saiidi en 1982. Riddle y Newmark en 1979 utilizaron una curva de esqueleto bilineal y una rigidez de descarga igual a la rigidez elástica inicial; la carga se produce ya sea en la rama de endurecimiento por deformación o hacia el punto más alejado alcanzado en el ciclo anterior. Saiidi y Sozen en 1979 afirmaron simplificar el modelo de Takeda utilizando una curva esquelética bilineal; el modelo, sin embargo, es idéntico al modelo Clough modificado con una rigidez de descarga reducida con deformación máxima, y recarga al punto de descarga anterior inmediato si la recarga ocurre durante la descarga y luego al punto de descarga en la curva del esqueleto [9].

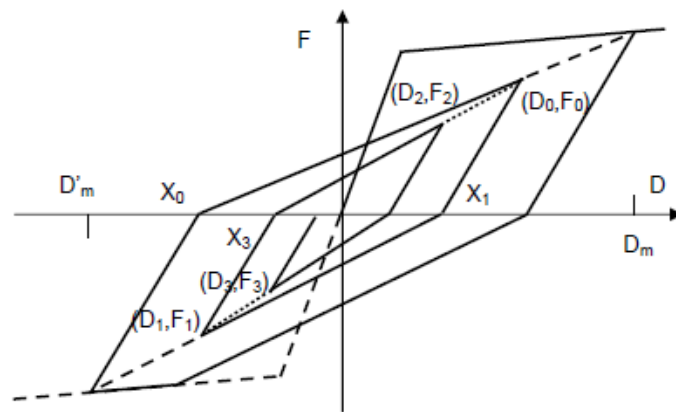


Figura 14. Modelo Bilineal Takeda [9].

2.5. Optimización de estructuras

Desde la antigüedad, uno de los principales objetivos de los ingenieros ha sido diseñar edificios y estructuras seguras, ante la falta de teorías que permitieran realizar diseños precisos, estos se reducían a repetir los diseños ya antes probados. Con el paso del tiempo y con el desarrollo de las computadoras y métodos de cálculo de las estructuras, han empezado a emplearse diferentes técnicas de optimización en las estructuras. Adicionalmente la escasez de las materias primas o el incremento en la demanda de estas, empuja a las empresas a la necesidad de reducir los costos, que para el caso de las estructuras vendría a ser la reducción de los pesos de las mismas.

El diseño tradicional de las estructuras se basa en un conjunto de teorías y reglas, como por ejemplo a resistencia de las materiales y control de deformaciones, que permiten al diseñador establecer los materiales y geometría requeridos para soportar un conjunto de esfuerzos en los mismos. Con esto los diseños no necesariamente serán los más óptimos desde el punto de vista económico, debido a que se encuentran afectados a una serie de decisiones subjetivas tomadas durante todo el proceso de diseño; con esto dos diseñadores llegaran a dos soluciones diferentes que cumplen con los requerimientos de resistencia y deformación enmarcadas en las normas y guías de diseño, pero sin embargo estas estructuras tendrán una diferente geometría y por ende un diferente peso y costo [11]. En el proceso de optimización, en base al diseño tradicional se tiene un proceso iterativo donde

se van modificando la geometría de las secciones del primer diseño de una manera subjetiva y en cada etapa se revisa el cumplimiento de las normativas de resistencia y deformaciones permitidas y se propone de un modo más o menos científico las modificaciones a realizarle a la geometría para la siguiente etapa [11]. Este proceso es costoso para el cálculo manual y se ha reducido con la aparición de las computadoras personales. El proceso tradicional de optimización se aborda generalmente solo a la optimización de la geometría, y suele presentar una solución óptima única.

2.5.1. Variables del diseño estructural

En el diseño estructural las propiedades que están sujetas a variación no siempre son los mismos en todos los casos, pero se los puede clasificar como se indica a continuación:

Tipo de material y sus características

De los materiales que se tiene interés estructural, existen algunos parámetros de estos que poseen valores muy definidos y otros que tienen un amplio campo de variación. Por ejemplo, en el primer caso se lo puede citar al acero estructural, que tiene unas características mecánicas fijas y el único parámetro que tiene variación es el límite elástico y de rotura. Para el segundo caso, se puede citar a los elementos compuestos por fibras de carbono, donde se tiene variación en el contenido del porcentaje de carbono y la orientación de las fibras [12].

Morfología de la estructura

La morfología muestra su forma de trabajo para soportar las cargas exteriores. Se puede citar entre otras a: estructuras de nudos rígidos, celosías de nudos articulados, placas, membranas, etc. El funcionamiento resistente es diferente de una a otra morfología, y en el caso de combinarlas se debe calcular cada alternativa e ir comprobando cómo evolucionan a lo largo del diseño. Dentro de cada morfología pueden existir diferentes variantes, y debido a esto pueden existir múltiples variantes [12].

Disposición geométrica de los elementos

En estructuras formadas por barras la posición de todos los nudos no suele estar fijada a priori, por lo que se permite modificar las coordenadas de los nudos y observar que posiciones mejoran el funcionamiento resistente. La morfología se conserva ya que no se modifica la forma de trabajo de la estructura y lo que se varia es los ángulos que forman las barras entre sí [12].

Forma y dimensiones de la sección transversal de los elementos

Para la determinación de los esfuerzos en una estructura es suficiente tener el valor de algunos parámetros mecánicos de la sección, como son el momento de inercia y el área de la sección. Sin embargo, pueden obtenerse valores similares con diferentes formas y medidas de las secciones. Los perfiles de acero laminados en caliente son un ejemplo de esto, donde se puede tener valores similares de capacidad resistente con una variedad de formas [12].

2.5.2. Clasificación Optimización de estructuras

Adicional a lo indicado de las diferentes variables que intervienen en el diseño estructural, a la optimización en estructuras se las puede clasificar de la siguiente manera:

2.5.2.1. Optimización por tamaño

Esta optimización trata de determinar las medidas óptimas de los elementos que conforman una estructura de forma predeterminada. Este tipo de optimización es el más sencillo ya que el número de variables del problema es limitado [11].

2.5.2.2. Optimización de la forma

Esta optimización busca la forma óptima de una estructura de topología fija. En este tipo de optimización parte de una forma predeterminada y busca optimizarla mediante la modificación de la conectividad entre los elementos o mediante la eliminación de los elementos menos esforzados [11].

2.5.2.3. Optimización de la topología

Esta optimización trata de buscar una distribución óptima del material de la estructura mediante la eliminación de elementos, modificación de la conectividad y las coordenadas nodales. Esta optimización es la más complicada porque la cantidad de variables que aborda es elevada [11].

En la Figura 15 se muestra un ejemplo de los tres tipos de enfoques descritos en la optimización de una estructura.

En esta tesina al tenerse definida la geometría de la estructura, altura de entrepiso y separación entre ejes de pilares, se plantea la optimización por tamaño, donde se revisará las secciones y armados óptimos de los elementos que cumplan con los requerimientos de deriva indicados en la norma de diseño.

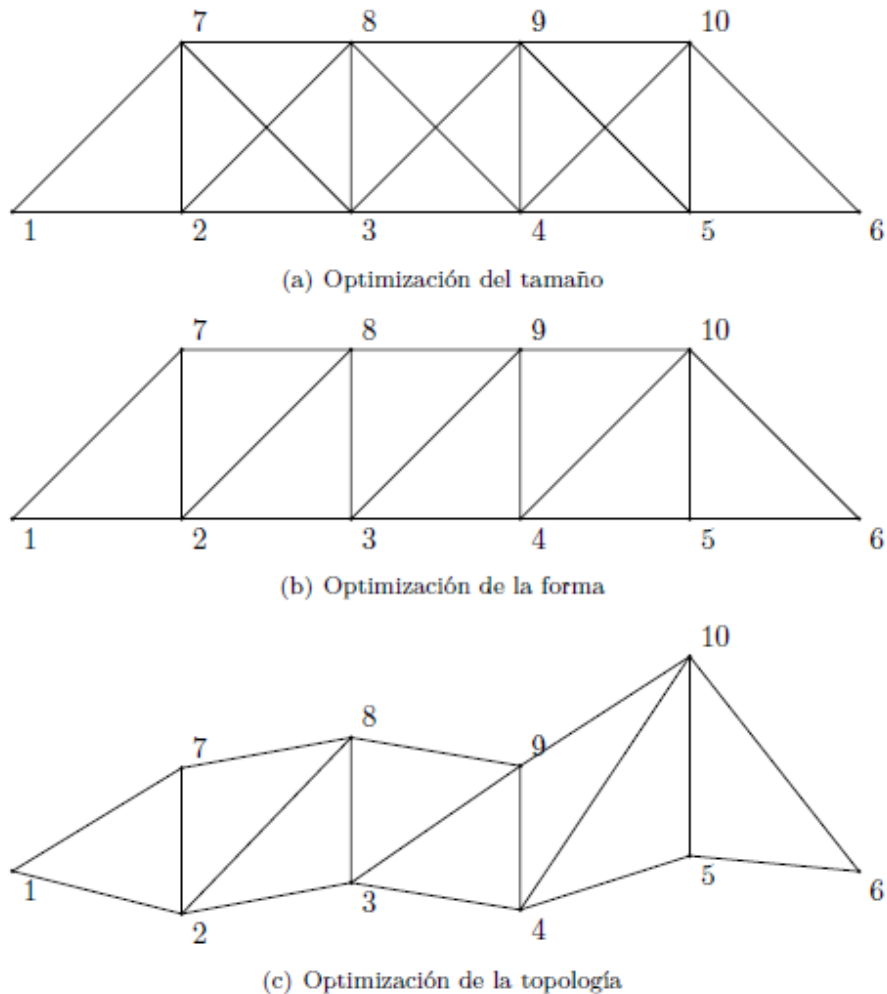


Figura 15. Tipos de optimización en estructuras [11]

2.5.3. Técnicas de optimización de estructuras

A continuación, se realiza una breve descripción de las técnicas de optimización de estructuras empleadas en los últimos años.

2.5.3.1. Programación matemática

Con el desarrollo de la programación matemática muchos investigadores lograron superar los problemas de las estructuras de Michell, con el desarrollo de una malla de puntos que la denominaron *Ground Structure*. Donde demostraron que si una estructura articulada sujeta a un campo de deformaciones virtuales cumple con las restricciones impuestas, entonces esta es óptima [11]. Los desplazamientos virtuales de los diversos puntos se los modificó usando técnicas de programación lineal donde la función objetivo estaba desarrollada por los trabajos virtuales de las barras [11].

A partir de los estudios realizados por Dorn, Gomory y Greenberg [11], las técnicas de programación matemática se las clasificaron en tres grupos:

2.5.3.1.1. Técnica *Ground Structure*

Esta técnica está basada en una malla de puntos, donde se eliminan las barras de una estructura. Una de las técnicas más sencilla es el método: Relación de esfuerzos de diseño totalmente esforzados, donde en cada iteración las secciones de los elementos son redimensionados en relación a la tensión que soporta cada elemento. Si en una iteración la sección de un elemento se reduce a cero, se elimina el elemento y la estructura se optimiza nuevamente y se vuelve a estudiar la posibilidad de eliminar nuevos elementos [11].

Según Topping [11], esta técnica es especialmente aplicable cuando se realicen diseño de estructuras modulares, donde se utilizan elementos y sistemas estandarizados.

2.5.3.1.2. Técnicas Geométricas

Esta técnica está basada en que las coordenadas y las propiedades de las secciones se las ingresa como variables de diseño. Teniéndose con esto que la función obtenido se vuelve no lineal, ya que las longitudes de los elementos varían al modificar las coordenadas de los nudos [11].

2.5.3.1.3. Técnicas híbridas

Esta técnica se basa en que se realizan las tareas *Ground Structure* y Geométrica, simultáneamente. Este diseño simultaneo de la topología y el tamaño de los elementos de la estructura conduce a tener un gran número de variables de diseño con diferentes dominios [11].

2.5.3.2. Técnicas metaheurísticas

Las técnicas metaheurísticas a diferencia de la optimización con la programación matemática, no siguen las reglas preestablecidas de búsqueda. Pese a que no siguen un procedimiento deductivo son capaces de proporcionar una buena solución en un periodo razonable de tiempo. Como inconveniente a este método es que no se garantiza tener el óptimo absoluto [11]. Dentro de esta técnica se tienen las siguientes técnicas de optimización:

2.5.3.2.1. Recosido simulado

Es un algoritmo estocástico que procede de la física estadística. Con esta idea se intenta imitar un proceso de recocido de un metal líquido lentamente hasta su estado sólido [11]. Si el enfriamiento del metal es lo suficientemente lento, las moléculas se organizan de modo que la energía alcanza un mínimo global, si en cambio el enfriamiento es rápido, las moléculas se organizan demasiado rápido la función de energía alcanza un mínimo local [11].

La estrategia para esta técnica es relativamente sencilla, toma un diseño preliminar generado de forma aleatoria y se evalúa la función objetivo para ese punto. Si el diseño de prueba no es factible se lo descarta y se genera un nuevo diseño. Si en cambio el diseño es viable y la función objetivo proporciona un mejor resultado que el resultado obtenido hasta ese instante, el diseño es aceptado y se guarda el resultado en el histórico como un nuevo mejor resultado. Si el modelo de prueba es viable pero la función objetivo arroja un resultado peor que el mejor resultado obtenido, el diseño es

aceptado o rechazado en función de un criterio probabilístico que estima que ese diseño se puede mejorar en las siguientes iteraciones [11].

La aceptación del cálculo de la probabilidad se realiza en función de un parámetro llamado Temperatura por analogía al nombre del proceso, que establece el umbral de la aceptación. Inicialmente toma un valor grande para ir disminuyendo conforme se avanza con el proceso iterativo, similar a la ley de enfriamiento del metal, de este modo la probabilidad decrece con la temperatura hasta hacerse nula [11].

2.5.3.2.2. Computación evolutiva

Este método nace como consecuencia de los inconvenientes y limitaciones del método de la Programación Matemática al ser aplicados a problemas complejos, debido a que esta técnica requiere que las funciones sean continuas y derivables [11].

Durante los últimos años se han desarrollado algunas técnicas que a continuación se detallan:

Algoritmos evolutivos

El primer algoritmo evolutivo desarrollado fue el algoritmo genético a mediados de 1970. Los algoritmos genéticos trabajan con poblaciones de individuos y se basa en el concepto de supervivencia de los individuos más aptos, tal cual se basa el concepto de la Teoría de Darwin (evolución biológica por selección natural) [11].

El método consiste en que los diseños se representan como una cadena numérica que se les denomina cromosomas, donde cada elemento de la cadena se lo define con el nombre de gen. Los cromosomas son generados y modificados siguiendo los mecanismos naturales de evolución (reproducción, cruce y mutación). Después de varias generaciones, los diseños representados por los individuos más aptos representan los diseños más óptimos [11].

Optimización por enjambre de partículas

Esta técnica de optimización se basa en el comportamiento social de los animales, como ocurre con los enjambres de insectos, bancos de peces y bandadas de pájaros; donde el comportamiento se relaciona con los grupos y las fuerzas sociales que dependen de la memoria de cada individuo y de la inteligencia del grupo [11].

Este algoritmo está conformado por un conjunto de partículas que constituyen el enjambre, que son inicializadas aleatoriamente dentro de un espacio de exploración de la función objetivo. Cada una de las partículas representa una posible solución del problema planteado, las mismas que se mueven por el espacio de exploración atraídas por la posición de mayor aptitud lograda por la partícula, así como también la mejor aptitud lograda dentro de todo el enjambre durante cada iteración del algoritmo, de modo similar al de un enjambre [11].

Optimización por colonia de hormigas

Esta técnica imita la conducta de las colonias de hormigas, donde cada colonia está formada por individuos que desarrollan distintas actividades como por ejemplo defensa y construcción del nido, exploración en búsqueda de comida, etc. Cada miembro de la colonia realiza su tarea interactuando con el resto de individuos de la colonia, teniéndose que, si un individuo no es capaz de realizar una determinada actividad, la colonia lo realiza en conjunto [11].

Si bien existen muchos métodos de optimización, en esta tesina se realizará una optimización de la estructura por tamaño y siguiendo un método de programación matemática, apoyado con el programa MATLAB.

CALIBRACIÓN DEL MODELO NO-LINEAL DEL EDIFICIO DE CORTANTE

3.1. Evaluación de la rigidez de piso

Previo a la evaluación de la estructura que se planteará en el apartado 3.3, se realizará la evaluación de la formulación propuesta en el capítulo 2.

3.2. Estudio paramétrico

Para la evaluación de la formulación indicada en el capítulo 2, se analizará las siguientes estructuraciones:

- Pórtico plano
- Muro.
- Pórtico Dual.

3.2.1. Geometría estructuras

Dentro de la validación de la formulación propuesta se evaluará tres diferentes niveles por cada tipo de estructuración teniéndose estructuras de 3, 10 y 15 niveles. El análisis se realizará en dos dimensiones.

En la Tabla 1 se muestran las propiedades mecánicas del material utilizado, que para este caso de estudio es el Hormigón. Para esta etapa del análisis se considera un comportamiento elástico lineal.

| Ítem | Cantidad | Unidad |
|------------|----------|-------------------|
| E_c | 21316717 | kPa |
| ν | 0.2 | |
| G | 8881965 | kPa |
| γ_c | 23.56 | kN/m ³ |

Tabla 1. Propiedades mecánicas materiales: Hormigón.

A continuación, en la Tabla 2 se detalla la geometría de los elementos estructurales. Si bien los elementos estructurales no poseen un tamaño acorde que cumplan con los requerimientos de resistencia y control de deformaciones, se los ha propuesto con el único fin de la revisión de la formulación desarrollada en el capítulo 2.2. Posteriormente en el caso de estudio se evaluará la sección que cumpla con los requerimientos antes indicados.

| Ítem | b (m) | h (m) |
|---------|-------|-------|
| Pilares | 0.30 | 0.30 |
| Vigas | 0.20 | 0.50 |
| Muros | 0.20 | |

Tabla 2. Geometría elementos estructurales iniciales.

En la Tabla 3 se muestra la geometría de cada una de las tipologías evaluadas.

| Ítem | Lc (m) | N.º columnas | Lv (m) | N.º vanos | N.º pisos |
|---------------|--------|--------------|--------|-----------|-----------|
| Pórtico plano | 3.00 | 3 | 6.00 | 2 | 3 |
| Pórtico plano | 3.00 | 3 | 6.00 | 2 | 10 |
| Pórtico plano | 3.00 | 3 | 6.00 | 2 | 15 |
| Muro | 3.00 | - | - | 1 | 3 |
| Muro | 3.00 | - | - | 1 | 10 |
| Muro | 3.00 | - | - | 1 | 15 |
| Dual | 3.00 | 1 | 6.00 | 2 | 3 |
| Dual | 3.00 | 1 | 6.00 | 2 | 10 |
| Dual | 3.00 | 1 | 6.00 | 2 | 15 |

Tabla 3. Geometría Tipologías estructurales.

En las tipologías propuestas: muro y dual, existe los elementos tipo muro y considerando que en los modelos que se realizaran en el programa SAP2000 se utilizara el elemento tipo Shell para idealizar estos elementos, por lo tanto, se requiere inicialmente determinar el tamaño mínimo que debe tener este elemento para no tener una variación en el periodo fundamental de la estructura que se evaluara posteriormente.

3.2.2. Discretización elementos Shell.

Como parámetro para determinar la influencia del tamaño de los elementos shell, se ha considerado el periodo de vibración de la estructura. Con esto para la discretización de los elementos shell se ha tomado como ejemplo una estructura tipo muro (pórtico plano) de un vano y de tres niveles formada íntegramente por estos elementos. Se realizó primero un modelo sin discretizar este elemento y se determinó los tres primeros periodos de vibración, posteriormente se procedió a dividir al shell en elementos de 1.00, 0.50 y 0.25 metros de ancho/largo y se determinó los periodos de vibración para cada tamaño del elemento. En la Tabla 4 se muestra los valores de los periodos de vibración y los errores para los diferentes tamaños de shell modelados.

| Tamaño Shell (m) | Periodo 1 ^{er} modo (s) | Periodo 2 ^{do} modo (s) | Periodo 3 ^{er} modo (s) | Error 1 ^{er} modo (%) | Error 2 ^{do} modo (%) | Error 3 ^{er} modo (%) |
|------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 6.00 | 0.038909 | 0.013321 | 0.006333 | 100.00% | 100.00% | 100.00% |
| 1.00 | 0.036142 | 0.010884 | 0.005475 | 7.66% | 22.39% | 15.67% |
| 0.50 | 0.036152 | 0.010841 | 0.005447 | 0.03% | 0.40% | 0.51% |
| 0.25 | 0.036168 | 0.010838 | 0.005443 | 0.04% | 0.03% | 0.07% |

Tabla 4. Discretización elementos tipo shell.

Según lo expuesto en la Tabla 4, se tiene que para un tamaño mínimo de shell de 0.50 metros, los errores en la determinación de los periodos de la estructura son menores al 1%, con esto, en esta tesina se trabajara con un tamaño de 0.50 metros para la modelación de los elementos shell en el SAP2000.

3.2.3. Determinación Periodo fundamental

Para la determinación del periodo fundamental de las tipologías indicadas se ha considerado las ecuaciones desarrolladas en el capítulo 2, considerándose un análisis elástico.

El primer paso fue la determinación de la masa de los elementos estructurales, en esta etapa inicial de este estudio no se consideró ninguna carga vertical adicional (permanente, variable) aplicada a la estructura, es decir se evaluará solo con el peso propio de la estructura. Posteriormente se determinará la rigidez de los elementos estructurales en base a las fórmulas (7), (8), (9), (10) y (11) desarrolladas en el capítulo 2.2 y con esto se determinará el periodo de la estructura.

Para la validación de los periodos fundamentales de la estructura mediante la formulación indicada anteriormente, se elaboró los modelos matemáticos en el programa de análisis SAP2000, manteniendo las hipótesis descritas en el Capítulo 2 (Edificio de cortante).

Con este precedente se muestra en la Tabla 5 los valores obtenidos con la formulación del Edificio de corte y los obtenidos mediante el programa SAP2000.

| N.º Pisos | Tipo | Definición | Periodo (s) | | Error |
|--------------|---------|------------------------------|-------------|------------|-------------|
| | | | SAP2000 | Edif Corte | Tsap/Tcorte |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.277 | 0.273 | 1.67% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.939 | 0.894 | 4.84% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.438 | 1.339 | 6.91% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.041 | 0.039 | 5.15% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.344 | 0.329 | 4.36% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.726 | 0.693 | 4.51% |
| 3 | Muro | M20x6m | 0.035 | 0.034 | 5.41% |
| 10 | Muro | M20x6m | 0.319 | 0.304 | 4.59% |
| 15 | Muro | M20x6m | 0.706 | 0.681 | 3.67% |

Tabla 5. Periodo: SAP2000 – Edificio de corte.

Como se puede observar en la Tabla 5, para las tres tipologías de estudio se tiene un error máximo de 6.91%, por lo que se propone presentar una corrección a las fórmulas indicadas en el capítulo 2.2. La corrección se la realizará mediante la obtención del periodo fundamental de los diferentes tipos de estructuras en el programa SAP2000 y mediante un proceso iterativo se determinará los factores de modificación a la formulas que se desarrollará en el capítulo 3.2.4.

Al evaluar la rigidez de piso sin considerar el aporte de la rigidez de las vigas de cada piso dada por la ecuación (6), se tiene un porcentaje de error mayor al obtenido con la ecuación (7), tal como se puede observar en la Tabla 6, donde el rango de error esta entre el 3% y 33%, teniéndose valores más altos mientras la altura del edificio va aumentando para el caso de los pórticos. En el caso de las estructuras “duales” el error también es mayor a los obtenidos con la contribución de la rigidez de las vigas, pero de menor magnitud que el caso de la estructura tipo “pórtico”, esto es debido al

aporte de la rigidez del muro en la estructura. En el caso de los muros se observa que el valor se mantiene igual.

| N.º Pisos | Tipo | Definición | Periodo (s) | | Error |
|--------------|---------|------------------------------|-------------|------------|-------------|
| | | | SAP2000 | Edif Corte | Tsap/Tcorte |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.277 | 0.212 | 23.73% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.939 | 0.654 | 30.34% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.438 | 0.971 | 32.46% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.041 | 0.039 | 5.39% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.344 | 0.321 | 6.83% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.726 | 0.662 | 8.85% |
| 3 | Muro | M20x6m | 0.035 | 0.034 | 5.50% |
| 10 | Muro | M20x6m | 0.319 | 0.304 | 4.60% |
| 15 | Muro | M20x6m | 0.706 | 0.681 | 3.66% |

Tabla 6. Periodo: SAP2000 – Edificio de corte, $k_r = 12EI/L^3$. Ecuación (6).

3.2.4. Modificación formulación para ajustar Periodo fundamental

Para la modificación de las fórmulas que determinan el periodo de vibración de la estructura se ha evaluado diferentes secciones de pilares, viga y muros, así como también el número de vanos y niveles de la estructura. Se ha separado esta evaluación entre las tipologías estructurales estudiadas, inicialmente se evaluó los pórticos y determino el factor de modificación, posteriormente se evaluó las estructuras tipo muro y se determinó el factor y con ambos factores se evaluó la estructura tipo dual.

El parámetro definido para la modificación de las fórmulas es la variación de la inercia del pilar frente la inercia de las vigas, para el caso de los pórticos, y para el caso del tipo muro se ha tomado la inercia frente a la altura del mismo.

Se han planteado cuatro tipos de secciones de pilares, tres secciones de vigas y tres secciones de muros, para seis diferentes niveles de la edificación; así como también dos variaciones en la cantidad de vanos de la estructura, teniéndose un total de 90 modelos realizados. La geometría de los modelos realizados se muestra en la Tabla 55 del capítulo 6.

Para todos los análisis realizados se ha mantenido la altura de entrepiso y vano constante, como se indicada en la Tabla 56 del Capítulo 7.2.

Se plantea realizar la modificación, para el caso de los pórticos, a la ecuación (7), donde se introducirá un factor ($f_{portico}$) a Ψ_r tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$k_r = \frac{12}{1 + f_{portico} * \Psi_r} \sum_{r=1}^{N_c} \left(\frac{E_c * I_{cr}}{L_c^3} \right)_r \quad (28)$$

Para el caso de las estructuras con muros se incluirá el factor (f_{muro}) que modificará la ecuación (12), teniéndose la siguiente ecuación:

$$K_{wall,r} = \left(\frac{h_r * H_r^2}{12 * f_{muro} * EI} * \frac{\left(6 - 2 \frac{H_r}{H}\right)}{\left(1 - \frac{H_{r-1}}{H}\right)} + \frac{H_r}{f_{muro} * GA} \right)^{-1} \quad (29)$$

En base a estas expresiones y siguiendo un proceso iterativo para cada una de las estructuras evaluadas, partiendo con el periodo del primer modo de vibración obtenido con el programa SAP2000, se determinó los factores $f_{portico}$ y f_{muro} , que modificarán la matriz de rigidez para la obtención del periodo de la estructura con las ecuaciones (28) y (29); teniéndose así los siguientes factores:

$$\begin{aligned} f_{portico} &= 1.0807x^{-0.0849} \\ f_{muro} &= 0.917 \end{aligned} \quad (30)$$

Donde:

$$x: (I_c/I_v)r$$

I_c : inercia del pilar del nivel r

I_v : inercia de la viga del nivel r

En la Tabla 7 se indican los periodos obtenidos con los factores de modificación dados en la ecuación (30).

| .N.º Pisos | Tipo | Definición | Periodo (s) | | Error Tsap/Tcorte |
|---------------|---------|------------------------------|-------------|------------|----------------------|
| | | | SAP2000 | Edif Corte | |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.277 | 0.283 | 1.98% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.939 | 0.932 | 0.73% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.438 | 1.398 | 2.82% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.041 | 0.041 | 1.00% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.344 | 0.344 | 0.21% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.726 | 0.723 | 0.42% |
| 3 | Muro | M20x6m | 0.035 | 0.035 | 1.26% |
| 10 | Muro | M20x6m | 0.319 | 0.318 | 0.40% |
| 15 | Muro | M20x6m | 0.706 | 0.711 | 0.58% |

Tabla 7. Periodo: SAP2000 – Edificio de corte. Factores de modificación ecuación (30).

En el Gráfico 1, se muestra la curva de tendencia del factor $f_{portico}$ y en el Gráfico 2 se muestra la curva de tendencia del factor f_{muro} . Para la determinación de los factores dados en la ecuación (30), se lo ha realizado con la ayuda del programa MATLAB donde se ha programado las ecuaciones descritas en el capítulo 2.2.

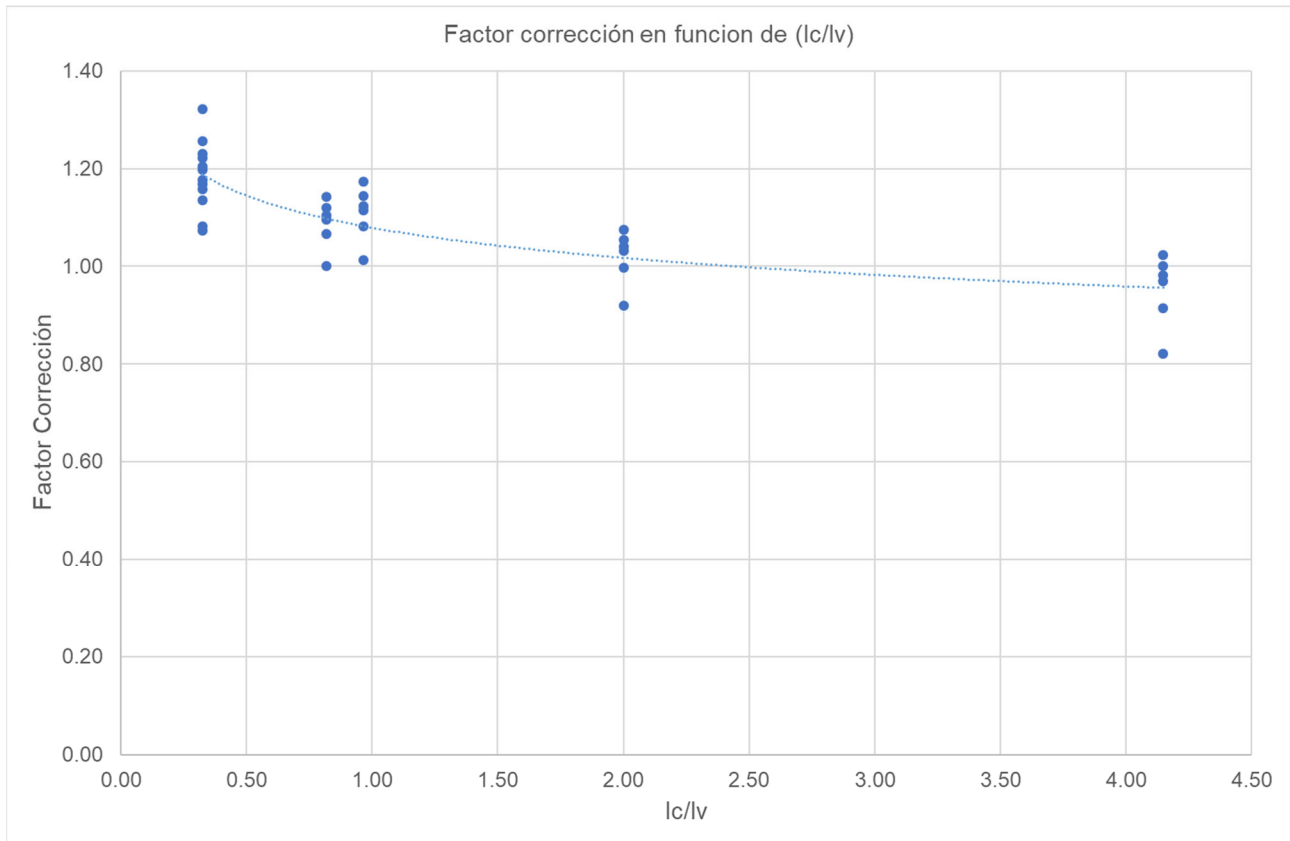


Gráfico 1. Curva factor corrección Pórtico vs relación inercias columna/viga.

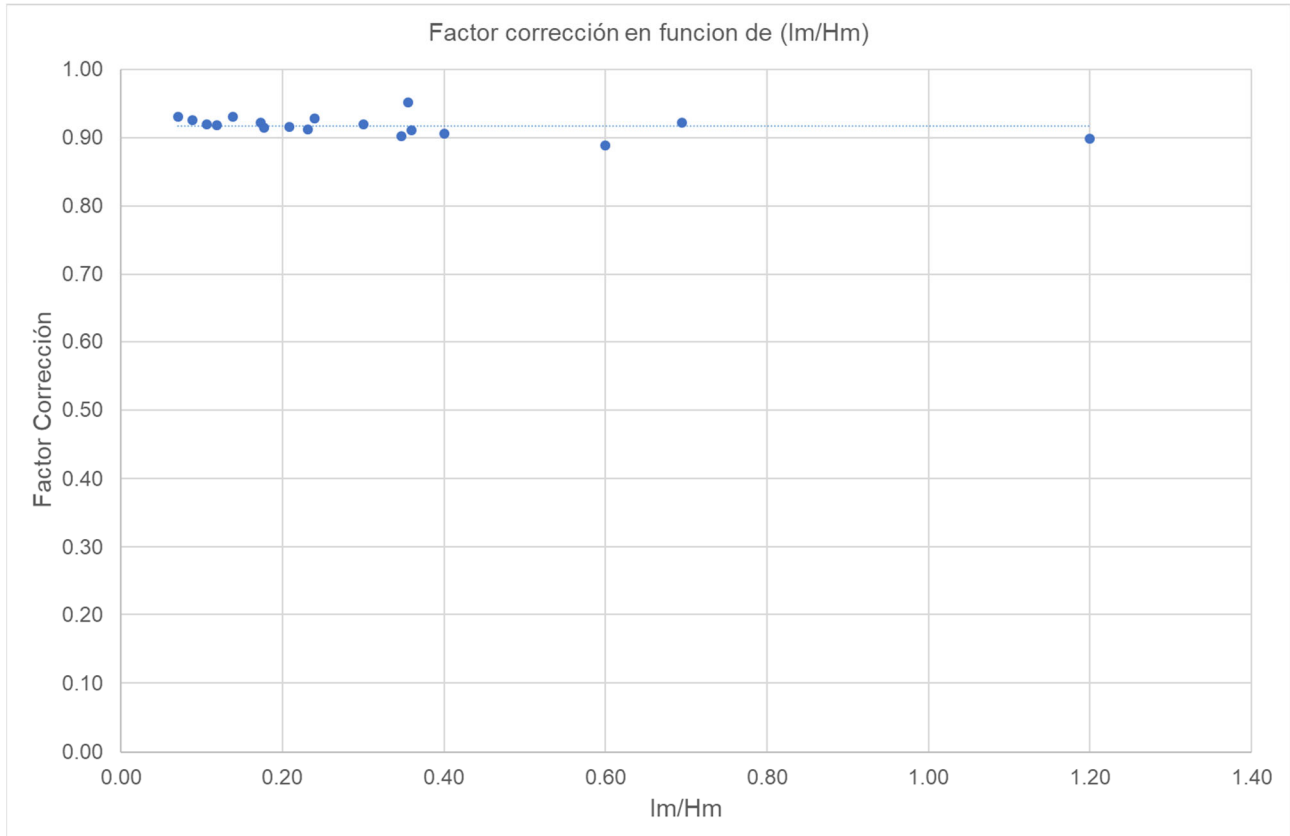


Gráfico 2. Curva factor corrección Muro vs relación inercias muro/altura muro.

Con estos factores se ha obtenido el periodo fundamental de cada una de las estructuras modeladas y se tiene que los errores alcanzan un valor máximo de 2.82% para los pórticos y 1.26% para los muros. En el caso de las estructuras duales, con los factores de pórtico y muro se tiene un error del 1.00%. En la Tabla 57 y Tabla 58 de los capítulos 7.3 y 7.4 respectivamente, se encuentran detallados los valores para cada una de las modelaciones realizadas.

En las estructuras tipo pórticos se tiene un mayor error en la estructura de tres niveles, con un valor máximo de 6.77%, pese a este valor, el error es menor al que se tiene sin modificar las expresiones de la rigidez de piso. La máxima diferencia entre los errores obtenidos con la formulación inicial y los factores de modificación en las fórmulas es del 4.10%.

En las estructuras tipo muros se reduce el error al modificar la expresión de la rigidez de piso, teniéndose un valor máximo de 1.77%, versus 5.69% que se tenía sin realizar la modificación de la formulación. La máxima diferencia entre los errores obtenidos con la formulación inicial y los factores de modificación en las fórmulas es del 4.22%.

En las estructuras duales conformadas por pórticos y muros, el error se reduce de un valor máximo de 11.91% (sin modificar la formulación) a un valor máximo de 9.95%. La máxima diferencia entre los errores obtenidos con la formulación inicial y los factores de modificación en las fórmulas es del 4.18%.

Según lo expuesto por Roberto Aguiar en [13], para la determinación de la rigidez de piso de una estructura tipo pórtico se puede emplear las ecuaciones de Wilbur y Norris (1948), donde se considera la rigidez de los elementos pilar y viga de cada nivel, teniéndose las siguientes expresiones:

Para el primer piso, considerando que los apoyos de la estructura son empotramientos:

$$k_1 = \frac{48E_c}{h_1 \left(\frac{4h_1}{\sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_1 + h_2}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tj}}{l_{tj}}} + \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}} \right)} \quad (31)$$

Para el segundo piso, considerando que los apoyos de la estructura son empotramientos:

$$k_2 = \frac{48E_c}{h_2 \left(\frac{4h_2}{\sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tjn-1}}{l_{tj}}} + \frac{1}{12} \sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci-1}}{h_{ci-1}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tjn}}{l_{tj}}} \right)} \quad (32)$$

Para un piso intermedio se tiene:

$$k_n = \frac{48E_c}{h_n \left(\frac{4h_n}{\sum_{i=1}^{ncol} \frac{I_{ci}}{h_{ci}}} + \frac{h_{n-1} + h_n}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tjn-1}}{l_{tj}}} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\sum_{j=1}^{nvigas} \frac{I_{tjn}}{l_{tj}}} \right)} \quad (33)$$

Donde:

- h_1 : altura del primer piso
- h_2 : altura del segundo piso
- h_n : altura de piso intermedio
- l_{ci} : altura de la columna i, en el piso n
- l_{tj} : luz de la viga j, en el piso n
- $ncol$: número total de columnas en el piso
- $nvigas$: número total de vigas en el piso
- I_{ci} : momento de inercia de las columnas i, del piso n
- I_{ti} : momento de inercia de las vigas j, del piso n
- l_{tj} : longitud de la viga j, del piso n
- k_1 : rigidez del piso 1
- k_2 : rigidez del piso 2
- k_n : rigidez del piso n

Con estas nuevas expresiones de la rigidez de piso para las estructuras tipo pórtico, se determinó los periodos de vibración de las estructuras evaluadas, como se muestra en la Tabla 8. En el caso de las estructuras Duales y Muros para la determinación de la rigidez de piso se mantuvo el factor de modificación f_{muro} obtenido en la ecuación (30), teniéndose los siguientes valores de periodos y errores relativos:

| N.º Pisos | Tipo | Definición | Periodo (s) | | Error |
|-----------|---------|------------------------------|-------------|------------|-------------|
| | | | SAP2000 | Edif Corte | Tsap/Tcorte |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.277 | 0.273 | 1.55% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.939 | 0.893 | 4.85% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.438 | 1.339 | 6.92% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.041 | 0.041 | 1.05% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.344 | 0.342 | 0.54% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.726 | 0.719 | 1.02% |
| 3 | Muro | M20x6m | 0.035 | 0.035 | 1.25% |
| 10 | Muro | M20x6m | 0.319 | 0.318 | 0.39% |
| 15 | Muro | M20x6m | 0.706 | 0.711 | 0.57% |

Tabla 8. Periodo: SAP2000 – Edificio de corte. Ecuaciones del Wilbur. Ecuación (31), (32), (33).

Como se puede observar, al comparar la Tabla 5 con Tabla 8, para el caso de las estructuras tipo pórtico, los valores de los periodos son similares; para el caso de las estructuras duales y muro los

valores de los periodos son similares a las obtenidas con los factores obtenidos (Tabla 7), debido a mayor contribución de la rigidez de los muros que las columnas y vigas.

Al realizar un comparativo con los métodos expuestos (Edificio de Cortante, Factores modificación y Ecuaciones del Wilbur) para las estructuras tipo pórtico, se puede indicar que al utilizar las ecuaciones propuestas por Wilbur se tiene errores relativos superiores a lo determinado con las inclusion de las factores que modifican la rigidez de las columnas y vigas (Ecuación (30)), pero se tiene una mejor discretización de la rigidez de cada nivel de la estructura, ya que se logra determinar una rigidez diferente para cada uno de los diferentes niveles.

En la Tabla 9, se muestra los diferentes valores de los periodos para las tres propuestas realizadas.

| N.º Pisos | Tipo | Definición | Periodo | | | |
|--------------|---------|------------------------------|---------|-------------------|---------------------------|-----------------------|
| | | | SAP2000 | Edificio Corte | Edificio C. Modificado | Edificio C. Wilbur |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.277 | 0.273 | 0.283 | 0.273 |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.939 | 0.894 | 0.932 | 0.893 |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.438 | 1.339 | 1.398 | 1.339 |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.041 | 0.039 | 0.041 | 0.041 |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.344 | 0.329 | 0.344 | 0.342 |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.726 | 0.693 | 0.723 | 0.719 |
| 3 | Muro | M20x6m | 0.035 | 0.034 | 0.035 | 0.035 |
| 10 | Muro | M20x6m | 0.319 | 0.304 | 0.318 | 0.318 |
| 15 | Muro | M20x6m | 0.706 | 0.681 | 0.711 | 0.711 |

Tabla 9. Comparativo Periodo: SAP2000 – Edificio de corte – Edificio corte modificado – Edificio de corte ecuaciones del Wilbur.

En la Tabla 59 del capítulo 7.5, se muestra la comparativa de los valores de los periodos de vibración para las diferentes tipologías revisadas.

Revisada la formulación propuesta, se procederá a analizar el caso de estudio en el siguiente capítulo.

3.3. Caso de estudio

En el presente trabajo se evaluará un pórtico plano de 6 pisos, con una altura de entrepiso de 3.00 metros en todos los niveles y 6.00 metros entre ejes de pilares. Para la determinación de las cargas actuantes en el pórtico se ha considerado que la separación entre los pórticos es de 6.00 metros entre ejes. Los pilares de la estructura se las ha considerado empotradas en la base. El material utilizado para la estructura es hormigón armado. En la Figura 16 se muestra la geometría del pórtico a estudiarse.

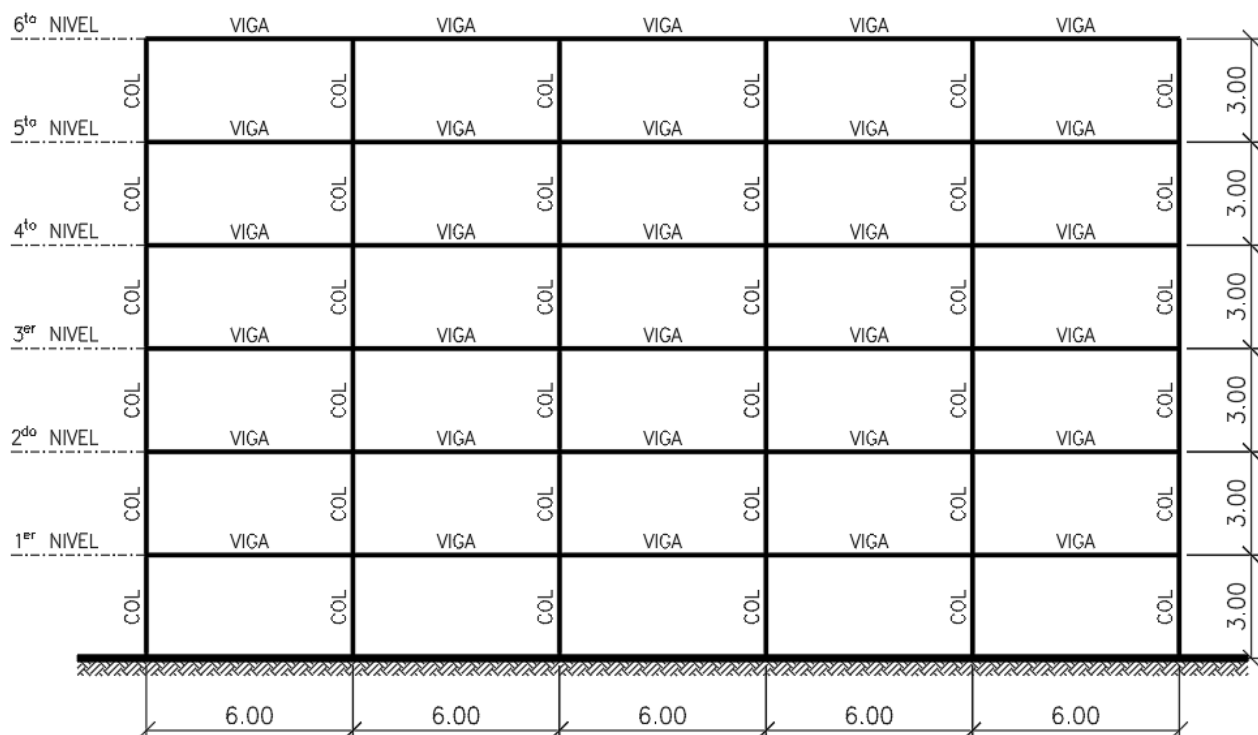


Figura 16. Geometría estructural.

Los materiales utilizados para este caso de estudio es un hormigón C30, con un acero de refuerzo B500-SD. En la Tabla 10 y Tabla 11 se muestran las propiedades mecánicas de los materiales a emplearse.

| Ítem | Cantidad | Unidad |
|------------|----------|-------------------|
| E_c | 28577 | MPa |
| ν | 0.2 | |
| G | 11907 | MPa |
| γ_c | 25 | kN/m ³ |
| f_{ck} | 30 | MPa |

Tabla 10. Propiedades mecánicas materiales: Hormigón C30.

| Ítem | Cantidad | Unidad |
|-------|----------|--------|
| E_c | 200000 | MPa |
| f_y | 500 | MPa |
| f_u | 575 | MPa |

Tabla 11. Propiedades mecánicas materiales: Acero de refuerzo B500-SD.

El uso de la edificación es vivienda, con lo que se tendrá las cargas permanentes y variables, detalladas en la Tabla 12 y Tabla 13 respectivamente.

| Tipo | Cantidad | Unidad |
|----------------------------------|----------------|-------------------|
| Peso propio (G_0) | Peso elementos | |
| Peso forjado reticular (G_1) | 4.00 | kN/m ² |
| Peso mampostería (G_1) | 3.00 | kN/m ² |

Tabla 12. Cargas Permanentes aplicadas en caso de estudio.

| Tipo | Cantidad | Unidad |
|-----------------------|----------|-------------------|
| Sobrecarga de uso (Q) | 2.00 | kN/m ² |

Tabla 13. Cargas Variables aplicadas en caso de estudio.

Para la determinación de las cargas sísmicas se ha seguido lo dispuesto en el Eurocódigo 8 (EN 1998-1 2004) [14]. Se ha tomado como un suelo tipo B que corresponde a depósitos de arena densa [14], con un PGA en roca de 0.35 g. En la Tabla 14 se muestran los parámetros para este tipo de suelo según lo expresado en el Eurocódigo 8. Como factor de reducción de respuesta elástica se ha tomado un valor $q = 4$ (DCH).

| | |
|--------------------|------|
| S | 1.20 |
| T _B (s) | 0.15 |
| T _C (s) | 0.50 |
| T _D (s) | 2.00 |

Tabla 14. Parámetros que describen los espectros de respuesta elástica Tipo 1 [14].

Las masas asociadas para la determinación de las acciones sísmicas han sido determinadas según lo expuesto en el Eurocódigo sección 3.2.4 [14], donde se indica:

$$m = \Sigma G_{k,j} + \Sigma \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (34)$$

Donde:

- $G_{k,j}$: cargas permanentes
- $\Psi_{E,i}$: coeficiente de combinación
- $Q_{k,i}$: cargas variables

$$\Psi_{E,i} = \varphi * \varphi_{2i} \quad (35)$$

Donde:

- φ : 0.50 (pisos independientes)
- φ_{2i} : 0.30 (uso residencial)

Las combinaciones de carga gravitacionales y sísmicas son las siguientes:

Combinación gravitacional:

$$S_d = \gamma_g (G_o + G_1) + \gamma_q Q \quad (36)$$

Combinación Sísmica:

$$S_d = \gamma_g (G_o + G_1) + \gamma_q \Psi_A E_k \quad (37)$$

Para realizar el diseño estructural, se propone las secciones indicadas en la Tabla 17. Con esta geometría se tiene un periodo fundamental de la estructura de $T_1 = 1.03495$ s. Esto ha sido determinado con el programa SAP2000.

En los análisis estáticos y dinámicos realizados se considera el agrietamiento en los pilares y vigas, según lo expresado en el Eurocódigo 8.

El valor del corte basal siguiendo lo indicado en el Eurocódigo 8 se muestra en la Tabla 15; donde se puede observar que el corte dinámico es mayor al 90% del corte estático

| Ítem | Corte (kN) |
|----------|------------|
| Estático | 1073.088 |
| Dinámico | 1064.854 |

Tabla 15. Corte Basal.

Como control de deriva se ha considerado lo expuesto en el Eurocódigo 8, donde se ha tomado como limite el valor indicado en la ecuación (38), que corresponde a edificaciones que tienen elementos no estructurales frágiles sujetos a la estructura.

$$d_t v \leq 0.005 * h \quad (38)$$

Donde:

- d_t : deriva de piso
- h : altura de piso
- v : factor de reducción, $v = 0.50$

Las derivas obtenidas bajo la carga sísmica en este análisis se muestran Tabla 16 y se encuentran dentro de la máxima deriva permitida en el código a excepción del 2do piso donde se tiene un valor de 0.0102 que es ligeramente superior a lo máximo permitido 0.010.

| Nivel | Deriva de piso |
|-------|----------------|
| 1er | 0.0064 |
| 2do | 0.0102 |
| 3er | 0.0097 |
| 4to | 0.0080 |
| 5to | 0.0058 |
| 6to | 0.0034 |

Tabla 16. Deriva de piso AEL.

Al realizar el diseño de los elementos, se define las secciones y el acero de refuerzo indicadas en la Tabla 17.

| Elemento | b (m) | h (m) | As | As (-) | As (+) |
|----------|-------|-------|-------|-----------|-----------|
| Pilar | 0.60 | 0.60 | 12Ø12 | | |
| Viga | 0.40 | 0.60 | | 4Ø20+3Ø14 | 2Ø16+2Ø14 |

Tabla 17. Geometría y armadura en elementos estructurales.

Una vez determinadas las secciones y armado de los elementos estructurales se realiza el análisis dinámico lineal, para lo cual se utilizará el registro del sismo El Centro.

Para la determinación de las masas de cada nivel se ha seguido lo indicado en la ecuación (34) y los resultados se muestra en la Tabla 18.

| Nivel | MATLAB | |
|-------|-------------|----------------|
| | Mod formula | Formula Wilbur |
| 1er | 168.81 | 168.81 |
| 2do | 168.81 | 168.81 |
| 3er | 168.81 | 168.81 |
| 4to | 168.81 | 168.81 |
| 5to | 168.81 | 168.81 |
| 6to | 160.55 | 160.55 |

Tabla 18. Masa por nivel.

Del análisis dinámico lineal realizado en los programas SAP2000 y MATLAB, se muestran a continuación los resultados obtenidos. Para el caso del MATLAB se detallan los resultados obtenidos con la modificación a la formulación propuesta y ecuaciones del Wilbur.

En la Tabla 19 se indican los valores de la rigidez elástica con las formulaciones indicadas.

| Nivel | MATLAB | |
|-------|-------------|----------------|
| | Mod formula | Formula Wilbur |
| 1er | 189230.00 | 172568.21 |
| 2do | 86470.00 | 98338.50 |
| 3er | 86470.00 | 89458.44 |
| 4to | 86470.00 | 89458.44 |
| 5to | 86470.00 | 89458.44 |
| 6to | 86470.00 | 89458.44 |

Tabla 19. Rigidez de Piso K_0 .

Para la determinación de los valores de la fuerza de fluencia de piso se ha considerado la fuerza requerida para formar las rotulas plásticas en las vigas del nivel analizado; procedimiento similar al desarrollado por Tapia en 2013, en la evaluación de la carga de plastificación del marco [15], donde determinan la carga de fluencia del piso en función del momento plástico desarrollado por las vigas, esperando que las articulaciones se presenten en los extremos de las mismas, es decir con la correcta formación del mecanismo de colapso. En la ecuación (39) se muestra la formulación propuesta por Tapia para la determinación de la fuerza de fluencia de piso.

$$F_{y,i} = \sum_1^n \frac{M_{p,pos(i)} + M_{p,neg(i)}}{h(i)} \quad (39)$$

Donde:

- $F_{y,i}$: fuerza de fluencia en el nivel (i)
 $M_{p,pos}$: momento plástico positivo de viga en el nivel (i)
 $M_{p,neg}$: momento plástico negativo de viga en el nivel (i)
 h : altura de piso en el nivel (i)
 n : número de vigas en el nivel (i)

Para este caso del análisis dinámico lineal (ADL) considerando que la estructura estará en el rango elástico se ha tomado el valor de la fuerza de fluencia calculado con la ecuación (39) multiplicado por 1000, para evitar que la estructura pueda formar rotulas plásticas, es decir que no se produzca la fluencia en ningún elemento. En la Tabla 20 se muestran los valores de la fuerza de fluencia de piso utilizados para el cálculo en el programa MATLAB.

| Nivel | F _{y2} (kN) | F _{y2} (kN) ADL |
|-------|----------------------|-----------------------------|
| 1er | 1695.57 | 1695570 |
| 2do | 1695.57 | 1695570 |
| 3er | 1695.57 | 1695570 |
| 4to | 1695.57 | 1695570 |
| 5to | 1695.57 | 1695570 |
| 6to | 1695.57 | 1695570 |

Tabla 20. Fuerza Fluencia Piso (ADL).

Definidos los valores de fuerza de fluencia y rigidez elástica de la estructura, a continuación, se indican los resultados del análisis ejecutado.

En la Tabla 21 se muestran los periodos obtenidos con la formulación propuesta y ecuaciones del Wilbur. En la Tabla 22 se muestran las derivas de piso y errores relativos.

| Ítem | SAP2000 | MATLAB | | Error relativo | |
|-------------|---------|-------------|----------------|----------------|----------------|
| | | Mod formula | Formula Wilbur | Mod formula | Formula Wilbur |
| Periodo (s) | 1.035 | 1.047 | 1.026 | 1.19% | 0.89% |

Tabla 21. Periodo fundamental de estructura.

| Nivel | SAP2000 | MATLAB | | Error relativo | |
|-------|---------|-------------|----------------|----------------|----------------|
| | | Mod formula | Formula Wilbur | Mod formula | Formula Wilbur |
| 1er | 0.00805 | 0.00657 | 0.00800 | 18.42% | 0.66% |
| 2do | 0.01312 | 0.01436 | 0.01356 | 9.43% | 3.31% |
| 3er | 0.01270 | 0.01289 | 0.01308 | 1.51% | 3.03% |
| 4to | 0.01070 | 0.01087 | 0.01067 | 1.52% | 0.32% |
| 5to | 0.00796 | 0.00826 | 0.00791 | 3.81% | 0.68% |
| 6to | 0.00485 | 0.00434 | 0.00415 | 10.58% | 14.58% |

Tabla 22. Deriva de Piso y Error relativo ADL.

Si bien los errores máximos indicados en la Tabla 22 están por el orden del 18.42% para el caso de la aplicación de la modificación a la formulación y 14.58% para el caso de la formulación del Wilbur; se indica que, al tratarse de valores pequeños en magnitud, una ligera variación de estos da errores altos. Con esto al revisar la deformación lateral de cada nivel, respecto al obtenido con el programa SAP2000, se puede observar que se tiene un error absoluto, respecto al programa SAP2000, de 0.004 metros y 0.002 metros para las dos metodologías expuestas, tal cual se lo muestra en la Tabla 23.

| Nivel | SAP2000 (m) | MATLAB (m) | | Error absoluto (m) | |
|-------|----------------|-------------|----------------|--------------------|----------------|
| | | Mod formula | Formula Wilbur | Mod formula | Formula Wilbur |
| 1er | 0.02415 | 0.01970 | 0.02399 | 0.004 | 0.000 |
| 2do | 0.03937 | 0.04308 | 0.04067 | -0.004 | -0.001 |
| 3er | 0.03810 | 0.03868 | 0.03925 | -0.001 | -0.001 |
| 4to | 0.03211 | 0.03260 | 0.03201 | 0.000 | 0.000 |
| 5to | 0.02388 | 0.02479 | 0.02372 | -0.001 | 0.000 |
| 6to | 0.01456 | 0.01302 | 0.01244 | 0.002 | 0.002 |

Tabla 23. Deformación lateral y Error absoluto ADL.

La siguiente etapa de este trabajo es realizar un análisis dinámico no lineal, para lo cual se utilizará las masas indicadas en la Tabla 18. El registro sísmico utilizado será para todos los casos el sismo de El Centro. Para la determinación de la fuerza de fluencia utilizada en el análisis dinámico no lineal se utilizará un diagrama trilineal, según lo detallado en el capítulo 1.4 y como se muestra en la Figura 2.

El modelo utilizado es un trilineal con cambios de pendiente en la curva a lo que se produce las rotulas plásticas en un extremo de las vigas del nivel de estudio y cuando se producen las rotulas en el otro extremo de las mismas, tal como se muestra en la Figura 17. Considerando que el acero de refuerzo positivo y negativo en las vigas no son iguales en los extremos de los elementos, se tiene que los momentos de fluencia son también diferentes. Pero para facilitar los cálculos de la fuerza de fluencia de piso, en esta tesina se asume que estos momentos son iguales y que la fuerza requerida para producir las rotulas plásticas en los dos extremos de las vigas (F_{y2}) es igual al doble de la fuerza de fluencia que produce las primeras rotulas plásticas (F_{y1}). Es decir F_{y2} es la fuerza

requerida para formar las rotulas plásticas en todas las vigas en el nivel analizado y F_{y1} se ha toma como $0.50 * F_{y2}$.

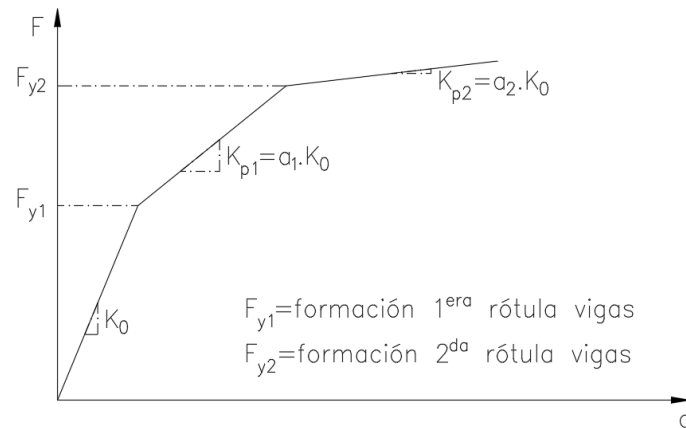


Figura 17. Curva Fuerza fluencia - Deformación

La rigidez elástica de piso K_0 evaluada según la modificación de la formulación propuesta y de Wilbur se muestra en Tabla 19. Las rigideces plásticas K_1 y K_2 se ha tomado en función de la rigidez elástica. Para la rigidez K_1 se ha tomado el 50% del valor de K_0 ($K_1 = a_1 * K_0$) y para el caso de K_2 se ha tomado el 10% de la rigidez elástica ($K_2 = a_2 * K_0$).

Reinhorn en [16] muestra un modelo tridimensional con la distribución de las fuerzas de fluencia (F_{y1} , F_{y2}) y rigidez de piso (K_0 , K_{p1} , K_{p2}) igual a la propuesta indicada.

En la Tabla 24 se muestran los valores de las fuerzas de fluencia por piso en la estructura evaluada.

Los valores de las rigideces elástica de piso según la modificación a la formulación propuesta y formulación de Wilbur se muestran en la Tabla 25 y Tabla 26.

| Nivel | F_{y1} (kN) | F_{y2} (kN) |
|-------|---------------|---------------|
| 1er | 816.93 | 1633.87 |
| 2do | 816.93 | 1633.87 |
| 3er | 816.93 | 1633.87 |
| 4to | 816.93 | 1633.87 |
| 5to | 816.93 | 1633.87 |
| 6to | 816.93 | 1633.87 |

Tabla 24. Fuerza de fluencia ADNL.

| Nivel | MATLAB Modificación formulación | | |
|-------|---------------------------------|----------|----------|
| | K_0 | K_1 | K_2 |
| 1er | 189230.00 | 94615.00 | 18923.00 |
| 2do | 86470.00 | 43235.00 | 8647.00 |
| 3er | 86470.00 | 43235.00 | 8647.00 |
| 4to | 86470.00 | 43235.00 | 8647.00 |
| 5to | 86470.00 | 43235.00 | 8647.00 |
| 6to | 86470.00 | 43235.00 | 8647.00 |

Tabla 25. Rigidez de piso Modificación formulación ADNL.

| Nivel | MATLAB Formulación Wilbur | | |
|-------|---------------------------|----------------|----------------|
| | K ₀ | K ₁ | K ₂ |
| 1er | 172568.21 | 86284.11 | 17256.82 |
| 2do | 98338.50 | 49169.25 | 9833.85 |
| 3er | 89458.44 | 44729.22 | 8945.84 |
| 4to | 89458.44 | 44729.22 | 8945.84 |
| 5to | 89458.44 | 44729.22 | 8945.84 |
| 6to | 89458.44 | 44729.22 | 8945.84 |

Tabla 26. Rigidez de piso Formulación Wilbur ADNL.

Con estos valores de masa, rigidez, fuerza de fluencia y amortiguamiento de cada piso y aplicando las subrutinas generadas en el programa MATLAB, se realiza en análisis dinámico no lineal teniéndose con esto las máximas derivas de piso que se muestran en la Tabla 27.

| Nivel | SAP2000 | MATLAB | | Error absoluto | |
|-------|---------|-------------|----------------|----------------|----------------|
| | | Mod formula | Formula Wilbur | Mod formula | Formula Wilbur |
| 1er | 0.00478 | 0.00485 | 0.00554 | 1.33% | 15.90% |
| 2do | 0.00834 | 0.01041 | 0.00944 | 24.72% | 13.12% |
| 3er | 0.00843 | 0.00878 | 0.00898 | 4.11% | 6.54% |
| 4to | 0.00696 | 0.00790 | 0.00803 | 13.59% | 15.39% |
| 5to | 0.00449 | 0.00494 | 0.00523 | 10.01% | 16.37% |
| 6to | 0.00295 | 0.00263 | 0.00274 | 10.68% | 7.21% |

Tabla 27. Deriva de piso ADNL.

Al igual que en análisis dinámico lineal, los errores de deriva máximos que se obtienen comparando los resultados con el programa SAP2000 y MATLAB, están en el orden de 24.72% y 16.37% para la formulación propuesta y formulación de Wilbur respectivamente, que son valores relativamente altos y al tratarse de números de pequeña magnitud, una ligera variación de estos, genera un error de magnitud alta. Al evaluar la deformación máxima lateral de cada nivel, respecto al obtenido con el SAP2000 y MATLAB, se tiene que el error absoluto entre estas dos formulaciones esta del orden de 0.0062 mm y 0.0033 mm respectivamente. Los valores de los errores relativos se encuentran detallados en la Tabla 28.

| Nivel | SAP2000 (m) | MATLAB (m) | | Error absoluto (m) | |
|-------|-------------|-------------|----------------|--------------------|----------------|
| | | Mod formula | Formula Wilbur | Mod formula | Formula Wilbur |
| 1er | 0.0144 | 0.0145 | 0.0166 | -0.0002 | -0.0023 |
| 2do | 0.0250 | 0.0312 | 0.0283 | -0.0062 | -0.0033 |
| 3er | 0.0253 | 0.0263 | 0.0269 | -0.0010 | -0.0017 |
| 4to | 0.0209 | 0.0237 | 0.0241 | -0.0028 | -0.0032 |
| 5to | 0.0135 | 0.0148 | 0.0157 | -0.0013 | -0.0022 |
| 6to | 0.0089 | 0.0079 | 0.0082 | 0.0009 | 0.0006 |

Tabla 28. Deformación laterales y Error absoluto ADNL.

Evaluated the floor derivatives with the modification to the proposed formulation and with the expressions of Wilbur, frente a los resultados obtenidos con el SAP2000; la siguiente etapa de este trabajo es realizar la optimización de la estructura usando la función *Fmincon* del MATLAB [2].

OPTIMIZACIÓN

4.1. Optimización de la estructura

En este capítulo de esta tesina se realizará la optimización de la estructura a partir del diseño realizado a los elementos estructurales mostrados en el capítulo anterior.

El planteamiento matemático de la optimización de una estructura está dada por la expresión (40), donde se tiene una función a ser optimizada $f(x)$ y sujeta a diferentes restricciones $g_j(x)$.

$$\begin{aligned} \min f(x) \\ \text{Sujeto a: } g_j(x) \leq 0, \quad j = 1, \dots, m \end{aligned} \quad (40)$$

Donde:

$f(x)$: función objetivo
 $g_j(x)$: restricciones de la función

En esta tesina la función objetivo $f(x)$ está definida por el costo de los parámetros a ser evaluados y la restricción $g_j(x)$ está definida por las derivadas máximas permitidas. En un caso general la función objetivo está definida por la siguiente expresión:

$$\text{Costo} = \sum \text{Costo Parametro}(i) * X(i) \quad (41)$$

Donde:

$\text{Costo Parametro}(i)$: costo del parámetro a ser evaluado
 $X(i)$ parámetro evaluado

Para la optimización de la estructura se utilizará la función *Fmincon* de la caja de herramientas de optimización de MATLAB (2020a) [2], que permite encontrar el mínimo de una función no lineal de varias variables con restricciones.

4.2. Función de Optimización *Fmincon*

La función *Fmincon* del toolbox de optimización encuentra el mínimo del valor escalar de una función multivariable sujeta a una serie de restricciones, ya sean de igualdad o desigualdad, lineales o no. La función escalar de varias variables se la conoce como función objetivo [2].

La sintaxis de la función *Fmincon* es la siguiente:

$$x = \text{fmincon}(\text{fun}, x0, A, b, Aeq, beq, lb, ub, \text{nonlcom}) \quad (42)$$

Donde:

fun : función a ser minimizada o función objetivo

- x_0 : punto inicial, que es un vector que contiene los valores iniciales asignados a los elementos de x
- A, b : la matriz A y el vector b , son, respectivamente, los coeficientes de las restricciones de desigualdad lineal y el vector que incluye los valores de la parte derecha de las desigualdades $A * x \leq b$
- Aeq, beq : la matriz Aeq y el vector beq , son, respectivamente, los coeficientes de las restricciones de igualdad lineal y el vector que incluye los valores de la parte derecha de las igualdades $Aeq * x = beq$
- lb, ub : son los vectores de los límites superior e inferior que se permiten a los valores en los elementos del vector x
- $nonlcon$: es la función que computa las desigualdades no lineales y las restricciones de igualdad

El problema de la minimización restringida es encontrar un vector x que sea un mínimo local para una función escalar $f(x)$ sujeto a restricciones en la x permitida [2], tal que una o más de las siguientes restricciones se mantenga:

$$\begin{aligned}
 c(x) &\leq 0 \\
 ceq(x) &= 0 \\
 A * x &\leq b \\
 Aeq * x &= beq \\
 l &\leq x \leq u
 \end{aligned}
 \tag{43}$$

Dentro de los algoritmos de optimización que tiene MATLAB en la función *Fmincon* están: algoritmo del punto interior, algoritmo reflexivo de la región Trust, algoritmo programación cuadrática, algoritmo legado programación cuadrática y algoritmo de conjunto activo. MATLAB recomienda que inicialmente se use el algoritmo de punto interior, ya que con este algoritmo se puede manejar problemas grandes y pequeños [2]. Este algoritmo satisface los límites en todas las iteraciones y puede recuperarse de los resultados sin un número o infinito. En base a esta recomendación, se hace una descripción del algoritmo punto interior de *Fmincon* [2].

El enfoque del algoritmo de punto interior para la minimización restringida es resolver una secuencia de problemas aproximados de minimización, donde el problema original es:

$$\min_x f(x), \text{ sujeta a: } h(x) = 0 \text{ y } g(x) \leq 0
 \tag{44}$$

Para cada $\mu > 0$, el problema aproximado es:

$$\min_{x,s} f_{\mu}(x, s) = \min_{x,s} f(x) - \mu \sum \ln(s_i), \text{ sujeta a: } h(x) = 0 \text{ y } g(x) + s = 0 \quad (45)$$

Hay tantas variables de holgura s_i como restricciones de desigualdad g . Los s_i están restringidos a ser positivos para mantener a $\ln(s_i)$ limitado. A medida que μ disminuye a cero, el mínimo de f_{μ} debe acercarse al mínimo de f . El termino logarítmico añadido se llama función de barrera [2].

El problema aproximado presentado en la ecuación (45) es una secuencia de problemas de igualdad restringida. Estos son más fáciles de resolver que el problema original con restricciones de desigualdad como la ecuación (44).

Para resolver el problema aproximado, el algoritmo utiliza uno de los dos tipos principales de pasos en cada iteración:

- Un paso directo en (x, s) . Este paso intenta resolver las ecuaciones de Karush-Kuhn-Tucker (KKT) [2], para el problema aproximado a través de una aproximación lineal. Esto también se llama un paso de Newton.
- Un paso de gradiente conjugada (CG), utilizando una región de confianza.

De forma predeterminada el algoritmo primero intenta dar un paso directo; si no puede, intenta un paso de gradiente conjugada. Un caso en el que no da un paso directo es cuando el problema aproximado no es localmente convexo cerca de la interacción actual.

Para cada iteración, el algoritmo disminuye una función de mérito, como:

$$f_{\mu}(x, s) + \nu \| h(x), g(x) + s \| \quad (46)$$

El parámetro ν puede aumentar con el número de iteración para forzar la solución hacia la viabilidad. Si un intento de paso no disminuye la función de mérito, el algoritmo rechaza el intento de paso e intenta un nuevo paso.

Si la función objetivo o una función de restricción no lineal devuelve un valor complejo, un no número o infinito o un error en una iteración x_j , el algoritmo rechaza x_j . El rechazo tiene el mismo efecto que si la función de mérito no disminuyera lo suficiente: el algoritmo intenta un paso diferente y más corto. El objetivo y las restricciones deben producir valores apropiados en el punto inicial [2].

Paso directo.

Las siguientes variables son utilizadas para definir el paso directo:

- H denota el Hessiano de Lagrangio de f_{μ} :

$$H = \nabla^2 f(x) + \sum \lambda_i \nabla^2 g_i(x) + \sum \lambda_j \nabla^2 h_j(x) \quad (47)$$

- J_g denota el jacobiano de la función de restricción g .
- J_h denota el jacobiano de la función de restricción h .

- $S = \text{diag}(s)$.
- λ denota el vector multiplicador de Lagrange asociado con la restricción g .
- $\Lambda = \text{diag}(\lambda)$
- y denota el vector multiplicador de Lagrange asociado con h .
- e denota el vector de uno del mismo tamaño que g .

La ecuación define el paso directo $(\Delta x, \Delta s)$

$$\begin{bmatrix} H & 0 & J_h & J_g \\ 0 & S\Lambda & 0 & -S \\ J_h & 0 & I & 0 \\ J_g & -S & 0 & I \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta x \\ \Delta s \\ -\Delta y \\ -\Delta \lambda \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \nabla f - J_h y - J_g^T \lambda \\ S\lambda - \mu e \\ h \\ g + s \end{bmatrix} \quad (48)$$

La ecuación (54) ha sido obtenida usando un Langragiano linealizado [2]. Para resolver esta ecuación para $(\Delta x, \Delta s)$, el algoritmo realiza una factorización LDL de la matriz. Este paso es el más costoso computacionalmente. Un resultado de esta factorización es una determinación de si el Hessian proyectado es definitivo positivo o no; si no, el algoritmo usa un paso de gradiente conjugado, descrito a continuación.

Paso de gradiente conjugada.

El enfoque de gradiente conjugado para resolver el problema aproximación de la ecuación (45) es similar a otros cálculos de gradiente conjugado. En este caso, el algoritmo ajusta tanto x como s , manteniendo las holguras s positivas. El enfoque consiste en minimizar una aproximación cuadrática al problema aproximado en una región de confianza, sujeto a restricciones linealizadas [2].

Específicamente, deje que R denote el radio de la región de confianza, y permita que otras variables se definan como en “paso directo. El algoritmo obtiene multiplicadores de Lagrange resolviendo aproximadamente las ecuaciones de KKT

$$\nabla_x L = \nabla_x f(x) + \sum \lambda_i \nabla g_i(x) + \sum \lambda_j \nabla h_j(x) = 0 \quad (49)$$

En el sentido de mínimos cuadrados, sujeto a que λ sea positivo. Luego se necesita un paso $(\Delta x, \Delta s)$ para resolver aproximadamente:

$$\min_{\Delta x, \Delta s} \nabla f^T \Delta x + \frac{1}{2} \Delta x^T \nabla_{xx}^T L \Delta x + \mu e^T S^{-1} \Delta s + \frac{1}{2} \Delta s^T S^{-1} \Lambda \Delta s \quad (50)$$

Sujeta a las restricciones linealizadas:

$$\begin{aligned} g(x) + J_g \Delta x + \Delta s &= 0 \\ h(x) + J_h \Delta x &= 0 \end{aligned} \quad (51)$$

Para resolver la ecuación (51), el algoritmo intenta minimizar una norma de las restricciones linealizadas dentro de una región con radio escalado por R . Luego, la ecuación (50) se resuelve con las restricciones para que coincida con el residual de la resolución de la ecuación (51), manteniéndose dentro de la región de confianza de radio R y manteniendo s estrictamente positivo [2].

4.3. Optimización Caso de estudio

La optimización se la puede realizar a las diferentes variables que intervienen en la formulación como son: la masa de piso, rigidez elástica de piso, rigidez plástica de piso, fuerza de fluencia de piso y el amortiguamiento de cada nivel. En esta tesina se realizará la optimización de la rigidez elástica (K_1) y de la fuerza de fluencia de piso (F_{y2}). Como medida de optimización se ha considerado el costo de estos dos parámetros, se tomará un precio por metro cubico de hormigón para la evaluación de estos dos ítems, que ha sido tomado como referencia de la página web presupuestos.com [17]. Con esto se propone un costo de 50.00 € y 100.00 € para las diferentes evaluaciones a realizarse.

En todas las evaluaciones se iniciará con la rigidez elástica (K_1) y fuerza de fluencia (F_{y2}) inicial de la estructura diseñada en el capítulo 3.3 y se realizará la optimización considerando que la condición de control serán las máximas derivas de piso permitidas en el Eurocódigo 8. Considerando que el error absoluto es menor con la formulación de Wilbur, se utilizara estos valores de la rigidez elástica de cada piso para iniciar con el proceso de optimización.

Se realizarán tres optimizaciones, según las tres limitaciones de deriva descritas en el capítulo 4.4.3.2 del Eurocódigo 8. El primer caso corresponde a edificaciones que tienen elementos no estructurales frágiles sujetos a la estructura; el segundo caso será para edificaciones que tengan elementos no estructurales frágiles, y el tercer caso para edificaciones que tienen elementos no estructurales fijados de manera que no interfieran con deformaciones estructurales, o sin elementos no estructurales [14]. Estos límites se muestran en las ecuaciones (52), (53) y (54) respectivamente.

$$d_t v \leq 0.005 * h \quad (52)$$

$$d_t v \leq 0.0075 * h \quad (53)$$

$$d_t v \leq 0.010 * h \quad (54)$$

Donde:

- d_t : deriva de piso
- h : altura de piso
- v : factor de reducción, $v = 0.50$

Como se indicó anteriormente, para la optimización de la estructura se arrancara con las secciones mostradas en la Tabla 17, la masa por piso de la Tabla 18, rigidez elástica por piso de la Tabla 19 y la fuerza de fluencia por piso de la Tabla 20. En la Tabla 29 se muestra un resumen de los datos de la estructura.

| Nivel | Sección elementos | | M | K | F _{y2} |
|-------|-------------------|--------|--------|-----------|-----------------|
| | Pilar | Viga | | | |
| 1er | C60x60 | V40x60 | 168.81 | 172568.21 | 1633.87 |
| 2do | C60x60 | V40x60 | 168.81 | 98338.50 | 1633.87 |
| 3er | C60x60 | V40x60 | 168.81 | 89458.44 | 1633.87 |
| 4to | C60x60 | V40x60 | 168.81 | 89458.44 | 1633.87 |
| 5to | C60x60 | V40x60 | 168.81 | 89458.44 | 1633.87 |
| 6to | C60x60 | V40x60 | 160.55 | 89458.44 | 1633.87 |

Tabla 29. Estructura inicial.

Las optimizaciones se las realiza colocando diferentes costos para la rigidez elástica (K_1) y fuerza de fluencia de piso (F_{y2}), proponiendo para esto tres combinaciones de costo, como se muestra en la Tabla 30, teniéndose con esto 3 casos adicionales de estudio (a, b y c).

| Caso | Costo (€) | |
|------|-----------|-----------------|
| | K | F _{y2} |
| (a) | 100.00 | 100.00 |
| (b) | 50.00 | 100.00 |
| (c) | 100.00 | 50.00 |

Tabla 30. Costos Optimizacion propuestos.

4.3.1. Primer caso: límite de deriva de piso $d_t.v \leq 0.005.h$

Al ejecutar la optimización de la estructura para las tres combinaciones de costos propuestos, con el primer control de deriva [ecuación (52)], mediante la función *Fmincon* de MATLAB, se obtiene las siguientes rigideces elásticas de piso (K_1) que se muestran en la Tabla 31.

| Nivel | Estructura inicial | Caso | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------|---------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| 1er | 172568.21 | 69027.28 | 69027.28 | 73168.92 |
| 2do | 98338.50 | 50085.10 | 50085.10 | 47440.35 |
| 3er | 89458.44 | 41466.07 | 41466.07 | 41057.99 |
| 4to | 89458.44 | 35817.50 | 35817.50 | 37930.38 |
| 5to | 89458.44 | 35783.38 | 35783.38 | 37930.38 |
| 6to | 89458.44 | 35783.38 | 35783.38 | 37930.38 |

Tabla 31. Rigidez de piso K_1 . $d_t.v \leq 0.005.h$

Como se puede observar en la Tabla 31, los valores de las rigideces elástica (K_1) para los dos primeros casos no tienen ninguna variación, pero para el tercer caso se presenta una ligera variación de los valores de rigidez con los obtenidos en los dos primeros casos que no sobrepasan

el 6%. Esta variación al ser trasladada a las secciones de los elementos estructurales, no presentaría ningún incremento visible en la dimensión del elemento como se verá más adelante cuando se realice la propuesta de las secciones de estos elementos. También se puede apreciar la reducción de la rigidez elástica de la estructura comparada con la rigidez inicial propuesta, teniéndose en el proceso de optimización una reducción del orden del 60%.

Las fuerzas de fluencia de piso (F_{y2}) optimizadas obtenidas con la función *Fmincon* de MATLAB se muestran en la Tabla 32, y similar a los resultados obtenidos con la rigidez elástica de piso, se tienen iguales valores de la fuerza de fluencia para los dos primeros casos y una pequeña variación del tercer caso que no sobrepasa el 6%. Es importante indicar que, si bien estos valores son los óptimos para cumplir las derivas de piso, no necesariamente son los valores que se requiere para que los elementos estructurales puedan soportar las cargas gravitatorias y sísmicas a la que se encuentra expuesta la estructura. Similar a lo ocurrido con los valores de la rigidez elástica de piso, se tiene una reducción del 60% del valor de la fuerza de fluencia inicial propuesta en el proceso de optimización de la estructura. Mas adelante se realizará una propuesta de las secciones de los elementos estructurales en función de los resultados obtenidos en la optimización realizada (rigidez elástica K_1 y fuerza de fluencia F_{y2}) y se comprobaba que, pese a que estos valores de fuerza de fluencia son óptimos, no cumplen con los requerimientos de resistencia, ya que la viga no puede desarrollar el momento plástico que se necesita para soportar las cargas gravitatorias y laterales.

| Nivel | Estructura inicial | Caso | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------|---------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| 1er | 1633.87 | 653.55 | 653.55 | 692.76 |
| 2do | 1633.87 | 653.55 | 653.55 | 692.76 |
| 3er | 1633.87 | 653.55 | 653.55 | 692.76 |
| 4to | 1633.87 | 653.55 | 653.55 | 692.76 |
| 5to | 1633.87 | 653.55 | 653.55 | 692.76 |
| 6to | 1633.87 | 653.55 | 653.55 | 692.76 |

Tabla 32. Fuerza de fluencia de piso F_{y2} . $d_t.v \leq 0.005.h$

Con las rigideces y fuerzas de fluencia optimas se tiene las derivas de piso mostradas en la Tabla 33, donde se puede observar que ocurre lo mismo que con la rigidez elástica de piso y fuerza de fluencia, es decir que no existe una variación en los valores de las derivas de piso en los dos primeros casos de estudio pero para el tercer caso se tiene una variación inferior al 6% de las derivas de piso comparada con los casos anteriores.

| Nivel | Estructura inicial | Caso | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------|---------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| 1er | 0.0055 | 0.0072 | 0.0072 | 0.0067 |
| 2do | 0.0094 | 0.0100 | 0.0100 | 0.0100 |
| 3er | 0.0090 | 0.0100 | 0.0100 | 0.0100 |
| 4to | 0.0080 | 0.0100 | 0.0100 | 0.0097 |
| 5to | 0.0052 | 0.0099 | 0.0099 | 0.0094 |
| 6to | 0.0027 | 0.0064 | 0.0064 | 0.0059 |

Tabla 33. Deriva de piso. $d_{t,v} \leq 0.005.h$

Respecto a los costos obtenidos para los diferentes procesos de optimización, se lo muestra en la Tabla 34. Los valores de los costos normalizándolos son similares para los dos primeros casos, y en el tercer caso se tiene una variación del 2.08% con respecto al primer caso, como se muestra en la Tabla 35. Se puede apreciar que existe una clara reducción del costo de la estructura en el proceso de optimización del 57% respecto al costo inicial de la estructura.

| Ítem | Diseño inicial | Caso | | |
|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| Costo | \$63,854,369.00 | \$27,188,399.66 | \$13,790,264.23 | \$27,753,668.27 |

Tabla 34. Costo Optimización. $d_{t,v} \leq 0.005.h$

| Ítem | Diseño Inicial | (a) | (b) | (c) |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Costo normalizado | \$63,854,369.00 | \$27,188,399.66 | \$27,580,528.46 | \$27,753,668.27 |

Tabla 35. Comparación Costo Optimización $d_{t,v} \leq 0.005.h$

Con los valores obtenidos de la rigidez elástica de piso optima, se propone las secciones indicadas en la Tabla 36, que cumplan con los valores de rigidez elástica dada en la Tabla 31. Con estas secciones se ha realizado la evaluación y diseño de la estructura, dando como resultado las armaduras mostrado en la Tabla 37.

Respecto a la fuerza de fluencia, si bien se tiene un valor de fuerza de fluencia mínimo que se requiere según lo indicado en la Tabla 32, se debe verificar que con esta fuerza se pueda desarrollar el momento plástico en las vigas que cumplan con las solicitaciones de fuerzas gravitatorias y sísmicas, para esto es necesario realizar la revisión de los elementos de la estructura y se tiene los resultados que se muestran en la Tabla 36.

En esta etapa de esta tesina, considerando que no existe una variación muy significativa en la rigidez elástica, fuerza de fluencia y los costos con las tres combinaciones de precios propuestos (Tabla 30), en la siguiente evaluación de las derivas máximas de piso, se realizara la evaluación de la estructura con el caso "a" ($F/K = 100/100$).

En la Tabla 36 se muestran las secciones propuestas, y con esto los valores se determina la rigidez elástica de cada piso mediante la formulación propuesta por Wilbur. Para la determinación de la fuerza de fluencia se ha evaluado la estructura con las secciones propuestas y con las condiciones de carga indicadas en el capítulo 3.3 teniéndose las fuerzas indicadas en la Tabla 36. Adicionalmente en la Tabla 36 se muestra un comparativo de la rigidez elástica y fuerza de fluencia optima y la propuesta.

Con estos parámetros definidos se determinarán las derivas de piso mediante el programa MATLAB y posteriormente se realizará la validación con el programa SAP2000.

| Nivel | Pilar | Viga | K optimo | K modelo | Fy optimo | Fy modelo |
|-------|--------|--------|----------|----------|-----------|-----------|
| 1er | C50x50 | V35x55 | 69027.28 | 96319.00 | 653.55 | 1672.08 |
| 2do | C50x50 | V35x55 | 50085.10 | 59269.00 | 653.55 | 1672.08 |
| 3er | C50x50 | V35x55 | 41466.07 | 55496.00 | 653.55 | 1672.08 |
| 4to | C50x50 | V30x50 | 35817.50 | 46281.00 | 653.55 | 1318.72 |
| 5to | C50x50 | V30x50 | 35783.38 | 39690.00 | 653.55 | 1318.72 |
| 6to | C50x50 | V30x50 | 35783.38 | 39690.00 | 653.55 | 1318.72 |

Tabla 36. Estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.005.h$. Costo $F/K = 100/100$.

| Elemento | b (m) | h (m) | As | As (-) | As (+) |
|----------|-------|-------|-------|-----------|-----------|
| Pilar | 0.50 | 0.50 | 12Ø12 | | |
| Viga | 0.35 | 0.55 | | 5Ø20+2Ø16 | 2Ø16+2Ø14 |
| Viga | 0.30 | 0.50 | | 4Ø20+2Ø16 | 2Ø16+2Ø14 |

Tabla 37. Acero de refuerzo en estructura optimizada. $d_t.v \leq 0.005.h$. Costo $F/K = 100/100$.

Los valores de deriva obtenidos con MATLAB y SAP2000 se muestran en la Tabla 38, donde se observa que el error relativo máximo esta del orden del 17.66%. El error absoluto que se tiene es de 0.0017 que representa una diferencia de 0.0051 m entre los dos programas, tal como se lo muestra en la Tabla 38.

| Nivel | Derivas de piso | | Error | |
|-------|-----------------|---------|----------|----------|
| | MATLAB | SAP2000 | Absoluto | Relativo |
| 1er | 0.0057 | 0.0060 | 0.0004 | 5.92% |
| 2do | 0.0081 | 0.0098 | 0.0017 | 17.31% |
| 3er | 0.0080 | 0.0091 | 0.0011 | 12.11% |
| 4to | 0.0105 | 0.0102 | 0.0003 | 2.96% |
| 5to | 0.0112 | 0.0101 | 0.0011 | 10.75% |
| 6to | 0.0057 | 0.0070 | 0.0012 | 17.66% |

Tabla 38. Deriva de piso estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.005.h$. Costo $F/K = 100/100$.

4.3.2. Segundo caso: límite de deriva de piso $d_t.v \leq 0.0075.h$

La segunda etapa de la evaluación es la optimización de la estructura con la siguiente condición de deriva [ecuación (53)] para las tres combinaciones de costos propuestos.

En la Tabla 39 se muestran las rigideces elásticas de piso (K_1) obtenidas al realizar la optimización de la estructura con la función *Fmincon* de MATLAB.

| Nivel | Estructura inicial | Caso | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------|---------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| 1er | 172568.21 | 51770.46 | 60398.87 | 51770.46 |
| 2do | 98338.50 | 29501.55 | 34418.48 | 29501.55 |
| 3er | 89458.44 | 26837.53 | 31310.45 | 26837.53 |
| 4to | 89458.44 | 26837.53 | 31310.45 | 26837.53 |
| 5to | 89458.44 | 26837.53 | 31310.45 | 26837.53 |
| 6to | 89458.44 | 26837.53 | 31310.45 | 26837.53 |

Tabla 39. Rigidez de piso K_1 . $d.v \leq 0.0075.h$

Similar a lo ocurrido en la optimización realizada en el capítulo 4.3.1, se observa que los valores de las rigideces elástica (K_1) son similares para el primer y tercer caso, y el segundo caso presenta una variación con respecto a los anteriores que no sobrepasan el 14.29%, tal como se muestra en la Tabla 39. Estas variaciones de las rigideces al ser trasladadas a las dimensiones de las secciones de los elementos estructurales no presentan una variación tan significativa en las dimensiones de los elementos estructurales como se verá más adelante cuando se realice la propuesta de las secciones de estos elementos.

Las fuerzas de fluencia de piso (F_{y2}) optimizadas obtenidas con la función *Fmincon* de MATLAB se muestran en la Tabla 40, y similar a los resultados obtenidos con la rigidez elástica de piso, se tienen iguales valores de la fuerza de fluencia para el primer y tercer caso y una pequeña variación del segundo caso con respecto al primero con una variación del orden del 14.29%. Es importante indicar que, si bien estos valores son los óptimos para cumplir las derivas de piso, no necesariamente son los valores que se requiere para que los elementos estructurales puedan soportar las cargas gravitatorias y laterales a la que se encuentra expuesta la estructura. Estos valores óptimos de fuerza de fluencia deberán evaluarse para determinar si son los mínimos requeridos para soportar las cargas gravitatorias y sísmicas aplicadas a la estructura. Mas adelante se realizará una propuesta de las secciones de los elementos estructurales en función de los resultados obtenidos en la optimización realizada (rigidez elástica K_1 y fuerza de fluencia F_{y2}) y se comprobara que, pese a que estos valores de fuerza de fluencia son óptimos, no cumplen con los requerimientos de resistencia, ya que la viga no puede desarrollar el momento plástico que se necesita para soportar las cargas gravitatorias y laterales.

| Nivel | Estructura inicial | Caso | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------|---------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| 1er | 1633.87 | 490.16 | 571.85 | 490.16 |
| 2do | 1633.87 | 526.52 | 571.85 | 526.52 |
| 3er | 1633.87 | 490.16 | 571.85 | 490.16 |
| 4to | 1633.87 | 490.16 | 571.85 | 490.16 |
| 5to | 1633.87 | 490.16 | 571.85 | 490.16 |
| 6to | 1633.87 | 490.16 | 571.85 | 490.16 |

Tabla 40. Fuerza de fluencia de piso F_{y2} . $d_t.v \leq 0.0075.h$

Con las rigideces y fuerzas de fluencia optimas se obtiene las derivas de piso mostradas en la Tabla 41, donde se puede observar que ocurre lo mismo que con la rigidez elástica de piso y fuerza de fluencia, es decir que no existe una variación en los valores de las derivas de piso entre el primer y tercer caso y una diferencia del segundo caso con respecto al primer caso del 36% de las derivas de piso.

| Nivel | Estructura inicial | Caso | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------|---------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| 1er | 0.0055 | 0.0089 | 0.0079 | 0.0089 |
| 2do | 0.0094 | 0.0149 | 0.0133 | 0.0149 |
| 3er | 0.0090 | 0.0150 | 0.0126 | 0.0150 |
| 4to | 0.0080 | 0.0138 | 0.0105 | 0.0138 |
| 5to | 0.0052 | 0.0123 | 0.0091 | 0.0123 |
| 6to | 0.0027 | 0.0079 | 0.0058 | 0.0079 |

Tabla 41. Deriva de piso. $d_t.v \leq 0.0075.h$

Los costos obtenidos en el proceso de optimización se muestran en la Tabla 42. Los valores de los costos normalizados son similares en el primer y tercer caso, y para el segundo caso hay una variación del orden del 16.22% respecto al tercer caso como se muestra en la Tabla 43.

| Ítem | Diseño inicial | Caso | | |
|-------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| Costo | \$63,854,369.00 | \$19,159,946.81 | \$11,346,070.93 | \$19,011,080.46 |

Tabla 42. Costo Optimizacion. $d_t.v \leq 0.0075.h$

| Ítem | Diseño Inicial | (a) | (b) | (c) |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Costo normalizado | \$63,854,369.00 | \$19,159,946.81 | \$22,692,141.86 | \$19,011,080.46 |

Tabla 43. Comparación Costo Optimizacion. $d_t.v \leq 0.0075.h$

Con los valores obtenidos de la rigidez elástica de piso optima, se propone las secciones indicadas en la Tabla 44, que cumplan con los valores de rigidez elástica dada en la Tabla 39. Con estas

secciones se ha realizado la evaluación y diseño de la estructura, dando como resultado las armaduras mostrado en la Tabla 45.

Respecto a la fuerza de fluencia, si bien se tiene un valor de fuerza de fluencia mínimo que se requiere según lo indicado en la Tabla 40, se debe verificar que con esta fuerza se pueda desarrollar el momento plástico en las vigas que cumplan con las solicitaciones de fuerzas gravitatorias y sísmicas, para esto es necesario realizar la revisión de los elementos de la estructura y se tiene los resultados que se muestran en la Tabla 44.

En esta etapa de esta tesina, considerando que no existe una variación muy significativa en los costos con las tres combinaciones de precios propuestos (Tabla 30), en la siguiente evaluación de las derivas máximas de piso, se realizara la evaluación de la estructura con el caso “a” ($F/K = 100/100$).

En la Tabla 44 se muestran las secciones propuestas, y con esto los valores se determina la rigidez elástica de cada piso mediante la formulación propuesta por Wilbur. Para la determinación de la fuerza de fluencia se ha evaluado la estructura con las secciones propuestas y con las condiciones de carga indicadas en el capítulo 3.3, teniéndose las fuerzas de fluencia indicadas en la Tabla 44. Adicionalmente en la Tabla 44 se muestra un comparativo de la rigidez elástica y fuerza de fluencia optima y la propuesta.

Con estos parámetros definidos se determinarán las derivas de piso mediante el programa MATLAB y posteriormente se realizará la validación con el programa SAP2000.

| Nivel | Pilar | Viga | K optimo | K modelo | Fy optimo | Fy modelo |
|-------|--------|--------|----------|----------|-----------|-----------|
| 1er | C50x50 | V30x45 | 51770.46 | 68843.00 | 490.16 | 1554.08 |
| 2do | C50x50 | V30x45 | 29501.55 | 35273.00 | 526.52 | 1554.08 |
| 3er | C50x50 | V30x45 | 26837.53 | 30592.00 | 490.16 | 1554.08 |
| 4to | C50x50 | V30x45 | 26837.53 | 30592.00 | 490.16 | 1554.08 |
| 5to | C50x50 | V30x45 | 26837.53 | 30592.00 | 490.16 | 1554.08 |
| 6to | C50x50 | V30x45 | 26837.53 | 30592.00 | 490.16 | 1554.08 |

Tabla 44. Estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.0075.h$. Costo $F/K = 100/100$.

| Elemento | b (m) | h (m) | As | As (-) | As (+) |
|----------|-------|-------|-------|-----------|-----------|
| Pilar | 0.50 | 0.50 | 12Ø12 | | |
| Viga | 0.30 | 0.45 | | 4Ø25+3Ø16 | 2Ø16+2Ø14 |

Tabla 45. Acero de refuerzo en estructura optimizada. $d_t.v \leq 0.0075.h$. Costo $F/K = 100/100$.

Los valores de deriva obtenidos con MATLAB y SAP2000 se muestran en la Tabla 46, donde se observa que el error relativo máximo esta del orden del 19.57%. El error absoluto que se tiene es de 0.0020 que representa una diferencia de 0.006 m entre los dos programas.

| Nivel | Derivas de piso | | Error | |
|-------|-----------------|---------|----------|----------|
| | MATLAB | SAP2000 | Absoluto | Relativo |
| 1er | 0.0080 | 0.0067 | 0.0013 | 19.57% |
| 2do | 0.0135 | 0.0115 | 0.0020 | 16.91% |
| 3er | 0.0130 | 0.0120 | 0.0010 | 7.98% |
| 4to | 0.0114 | 0.0112 | 0.0002 | 2.18% |
| 5to | 0.0109 | 0.0093 | 0.0016 | 17.15% |
| 6to | 0.0067 | 0.0068 | 0.0001 | 2.04% |

Tabla 46. Deriva de piso estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.0075.h$. Costo $F/K = 100/100$.

4.3.3.Tercer caso: límite de deriva de piso $d_t.v \leq 0.010.h$

La última etapa de la evaluación es la optimización de la estructura con la siguiente condición de deriva [ecuación(54)] para las tres combinaciones de costos propuestas.

En la Tabla 47 se muestran las rigideces elásticas de piso (K_1) obtenidas al realizar la optimización de la estructura con la función *Fmincon* de MATLAB.

| Nivel | Estructura inicial | Caso | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------|---------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| 1er | 172568.21 | 43142.05 | 43142.05 | 43142.05 |
| 2do | 98338.50 | 24584.63 | 24584.63 | 24584.63 |
| 3er | 89458.44 | 22364.61 | 22364.61 | 22364.61 |
| 4to | 89458.44 | 22364.61 | 22364.61 | 22364.61 |
| 5to | 89458.44 | 22364.61 | 22364.61 | 22364.61 |
| 6to | 89458.44 | 22364.61 | 22364.61 | 22364.61 |

Tabla 47. Rigidez de piso K_1 . $d_t.v \leq 0.010.h$

A diferencia de lo ocurrido en la optimización realizada en el capítulo 4.3.1 y 4.3.2, en esta optimización se observa que los valores de las rigideces elástica (K_1) no presentan variación para los tres casos como se muestra en la Tabla 47.

Las fuerzas de fluencia de piso (F_{y2}) obtenidas con la función *Fmincon* de MATLAB se muestran en la Tabla 48, y similar a los resultados obtenidos con la rigidez elástica de piso, se tienen valores iguales para las tres combinaciones de costos propuestas. Es importante indicar que, si bien estos valores son los óptimos para cumplir las derivas de piso, no necesariamente son los valores que se requiere para que los elementos estructurales puedan soportar las cargas gravitatorias y laterales a la que se encuentra expuesta la estructura. Estos valores óptimos de fuerza de fluencia deberán evaluarse para determinar si son los mínimos requeridos para soportar las cargas gravitatorias y sísmicas aplicadas a la estructura. Mas adelante, se realizará una propuesta de las secciones de los elementos estructurales en función de los resultados obtenidos en la optimización realizada (rigidez elástica K_1 y fuerza de fluencia F_{y2}) y se comprobara que, pese a que estos valores de fuerza

de fluencia son óptimos, no cumplen con los requerimientos de resistencia, ya que la viga no puede desarrollar el momento plástico que se necesita para soportar las cargas gravitatorias y laterales.

| Nivel | Estructura inicial | Caso | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------|---------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| 1er | 1633.87 | 408.47 | 408.47 | 408.47 |
| 2do | 1633.87 | 408.47 | 408.47 | 408.47 |
| 3er | 1633.87 | 408.47 | 408.47 | 408.47 |
| 4to | 1633.87 | 408.47 | 408.47 | 408.47 |
| 5to | 1633.87 | 408.47 | 408.47 | 408.47 |
| 6to | 1633.87 | 408.47 | 408.47 | 408.47 |

Tabla 48. Fuerza de fluencia de piso F_{y2} . $dt.v \leq 0.010.h$

Con las rigideces y fuerzas de fluencia optimas se obtiene las derivas de piso mostradas en la Tabla 49, donde se puede observar que ocurre lo mismo que con la rigidez elástica de piso y fuerza de fluencia, es decir que no existe una variación en los valores de las derivas de piso entre las tres combinaciones de costos propuestas.

| Nivel | Estructura inicial | Caso | | |
|-------|--------------------|----------------|---------------|---------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| 1er | 0.0055 | 0.0112 | 0.0112 | 0.0112 |
| 2do | 0.0094 | 0.0189 | 0.0189 | 0.0189 |
| 3er | 0.0090 | 0.0187 | 0.0187 | 0.0187 |
| 4to | 0.0080 | 0.0177 | 0.0177 | 0.0177 |
| 5to | 0.0052 | 0.0155 | 0.0155 | 0.0155 |
| 6to | 0.0027 | 0.0119 | 0.0119 | 0.0119 |

Tabla 49. Deriva de piso. $dt.v \leq 0.010.h$

Los costos obtenidos en el proceso de optimización se muestran en la Tabla 50. Los valores de los costos normalizados son similares en el primer y tercer caso, y para el segundo caso hay una variación del orden del 1.54% respecto al primer caso como se observa en la Tabla 51.

| Ítem | Diseño inicial | Caso | | |
|-------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|
| | | a (100/100) | b (50/100) | c (100/50) |
| Costo | \$63,854,369.00 | \$15,963,592.25 | \$8,104,336.38 | \$15,841,052.00 |

Tabla 50. Costo Optimizacion. $dt.v \leq 0.010.h$

| Ítem | Diseño Inicial | (a) | (b) | (c) |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Costo normalizado | \$63,854,369.00 | \$15,963,592.25 | \$16,208,672.76 | \$15,841,052.00 |

Tabla 51. Comparación Costo Optimizacion. $dt.v \leq 0.010.h$

Con los valores obtenidos de la rigidez elástica de piso optima, se propone las secciones indicadas en la Tabla 52, que cumplan con los valores de rigidez elástica dada en la Tabla 47. Con estas secciones se ha realizado la evaluación y diseño de la estructura, dando como resultado las armaduras mostrado en la Tabla 53.

Respecto a la fuerza de fluencia, si bien se tiene un valor de fuerza de fluencia mínimo que se requiere según lo indicado en la Tabla 48, se debe verificar que con esta fuerza se pueda desarrollar el momento plástico en las vigas que cumplan con las solicitaciones de fuerzas gravitatorias y sísmicas, para esto es necesario realizar la revisión de los elementos de la estructura y se tiene los resultados que se muestran en la Tabla 52.

En esta etapa de esta tesina, considerando que no existe una variación en los costos con las tres combinaciones de precios propuestos (Tabla 30), en la siguiente evaluación de las derivas máximas de piso, se realizara la evaluación de la estructura con el caso "a" ($F/K = 100/100$).

En la Tabla 52 se muestran las secciones propuestas, y con esto los valores se determina la rigidez elástica de cada piso mediante la formulación propuesta por Wilbur. Para la determinación de la fuerza de fluencia se ha evaluado la estructura con las secciones propuestas y con las condiciones de carga indicadas en el capítulo 3.3 teniéndose las fuerzas indicadas en la Tabla 52. Adicionalmente en la Tabla 52 se muestra un comparativo de la rigidez elástica y fuerza de fluencia optima y la propuesta.

Con estos parámetros definidos se determinarán las derivas de piso mediante el programa MATLAB y posteriormente se realizará la validación con el programa SAP2000.

| Nivel | Pilar | Viga | K optimo | K modelo | Fy optimo | Fy modelo |
|-------|--------|--------|----------|----------|-----------|-----------|
| 1er | C40x45 | V30x45 | 43142.05 | 51140.00 | 408.47 | 1577.84 |
| 2do | C40x45 | V30x45 | 24584.63 | 29959.00 | 408.47 | 1577.84 |
| 3er | C40x45 | V30x45 | 22364.61 | 27556.00 | 408.47 | 1577.84 |
| 4to | C40x45 | V30x45 | 22364.61 | 27556.00 | 408.47 | 1577.84 |
| 5to | C40x45 | V30x45 | 22364.61 | 27556.00 | 408.47 | 1577.84 |
| 6to | C40x45 | V30x45 | 22364.61 | 27556.00 | 408.47 | 1577.84 |

Tabla 52. Estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.010.h$. Costo $F/K = 100/100$.

| Elemento | b (m) | h (m) | As | As (-) | As (+) |
|----------|-------|-------|-------|-----------|-----------|
| Pilar | 0.40 | 0.45 | 12Ø12 | | |
| Viga | 0.30 | 0.45 | | 4Ø25+3Ø16 | 3Ø16+1Ø14 |

Tabla 53. Acero de refuerzo en estructura optimizada. $d_t.v \leq 0.010.h$. Costo $F/K = 100/100$.

Los valores de deriva obtenidos con MATLAB y SAP2000 se muestran en la Tabla 54, donde se observa que el error relativo máximo esta del orden del 34.19%. El error absoluto que se tiene es de 0.0040 que representa una diferencia de 0.012 m entre los dos programas.

| Nivel | Derivas de piso | | Error | |
|-------|-----------------|---------|----------|----------|
| | MATLAB | SAP2000 | Absoluto | Relativo |
| 1er | 0.0100 | 0.0095 | 0.0004 | 4.66% |
| 2do | 0.0158 | 0.0118 | 0.0040 | 34.19% |
| 3er | 0.0137 | 0.0114 | 0.0023 | 20.02% |
| 4to | 0.0137 | 0.0129 | 0.0009 | 6.62% |
| 5to | 0.0106 | 0.0106 | 0.0000 | 0.10% |
| 6to | 0.0067 | 0.0075 | 0.0007 | 9.56% |

Tabla 54. Deriva de piso estructura propuesta optimizada. $d_t.v \leq 0.010.h$. Costo $F/K = 100/100$.

A continuación, se muestra la representación gráfica de las rigideces elásticas (K_1) obtenidas en los tres procesos de optimización de la estructura para las derivas de piso indicadas en las ecuaciones (52), (53) y (54), y para la primera combinación de costos propuestos indicada en la Tabla 30. Además, se muestra las rigideces elásticas iniciales (K_1) de la estructura antes del proceso de optimización. Estos valores se ven representados en la Gráfico 3.

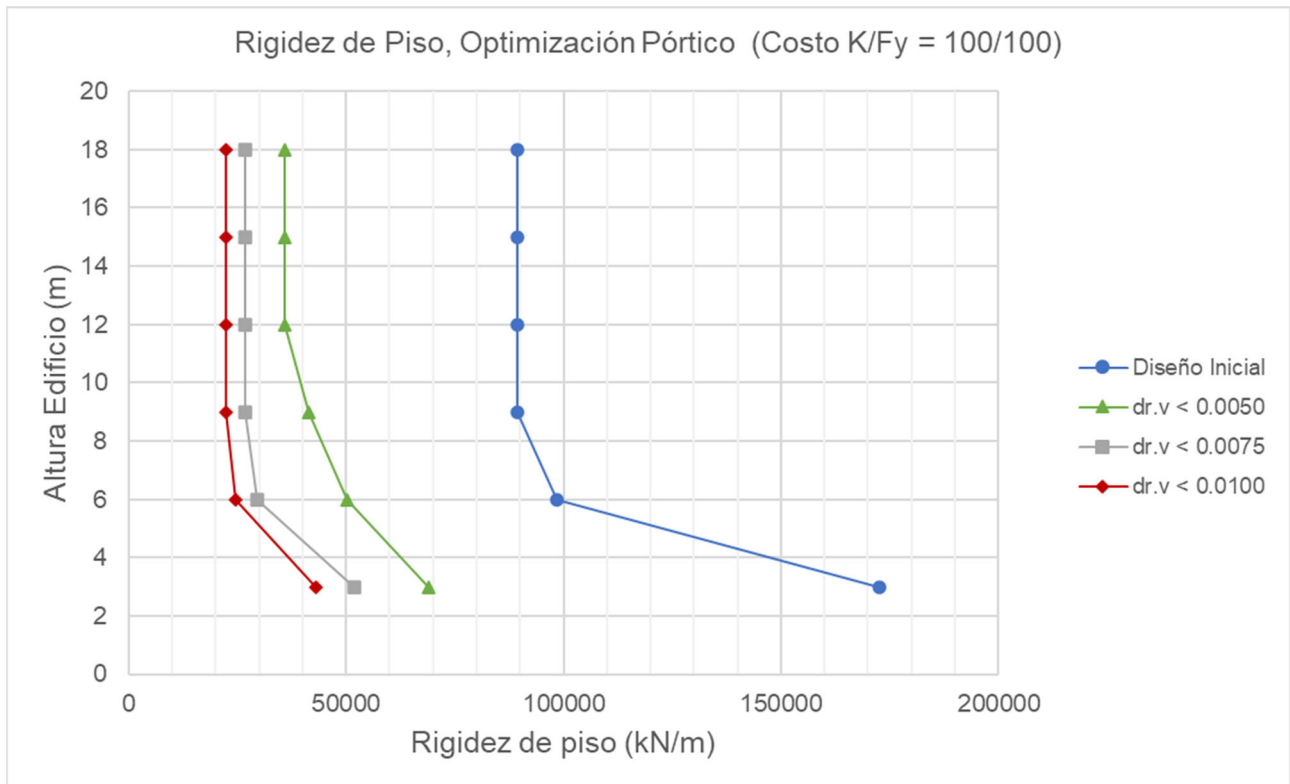


Gráfico 3. Optimización Rigidez de piso. Caso (a).

En el Gráfico 4 se muestra la representación gráfica de las fuerzas de fluencia (F_{y2}) optimas obtenidas con los tres procesos optimización de la estructura para las derivas de piso indicadas en las ecuaciones (52), (53) y (54), y para la primera combinación de costos propuestos indicada en la Tabla 30. Además, se muestra las fuerzas de fluencia (F_{y2}) iniciales de la estructura antes del proceso de optimización.

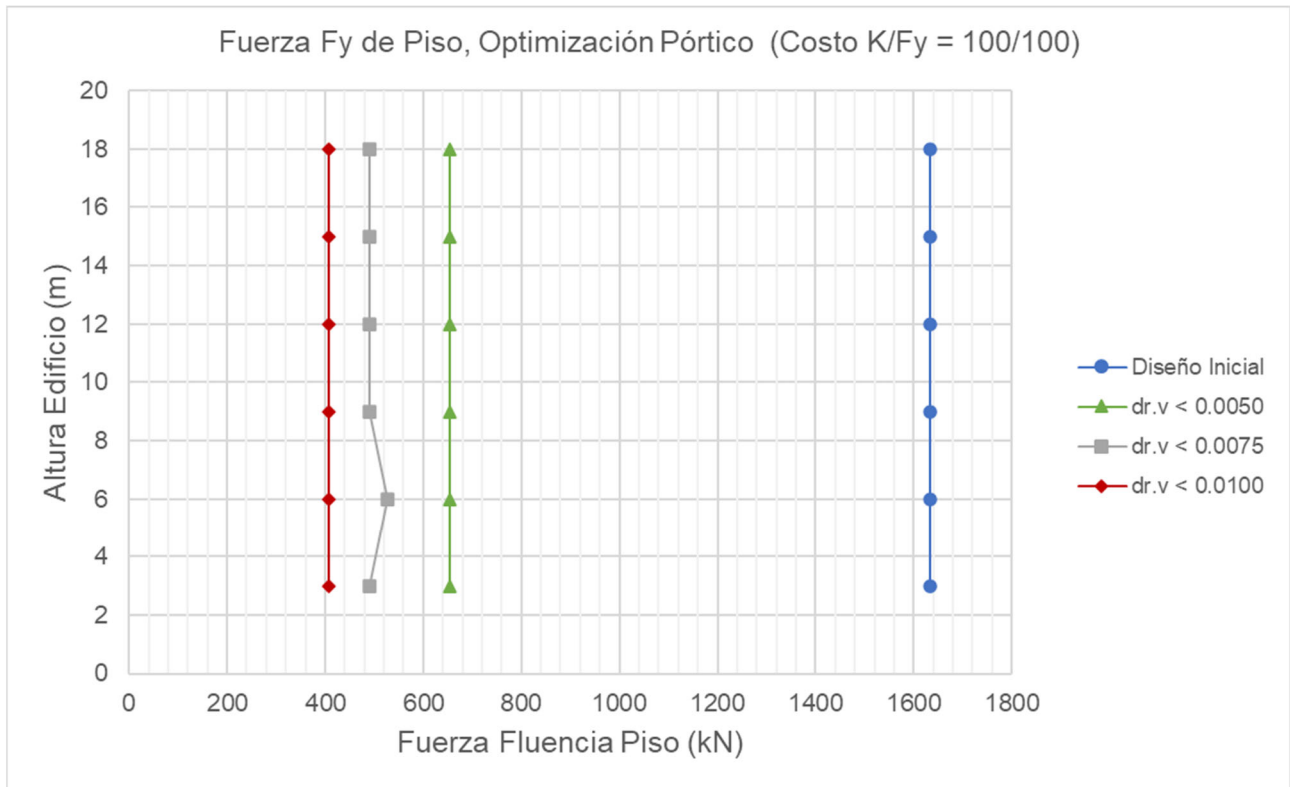


Gráfico 4. Optimización Fuerza de fluencia de piso. Caso (a).

En el Gráfico 5 se muestra la representación gráfica de las derivas de piso obtenidas con la rigidez elástica y fuerza de fluencia óptimas obtenidas con los tres procesos de optimización de la estructura para las derivas de piso indicadas en las ecuaciones (52), (53) y (54), y para la primera combinación de costos propuestos indicada en la Tabla 30. Además, se muestra la deriva de piso inicial de la estructura antes del proceso de optimización.

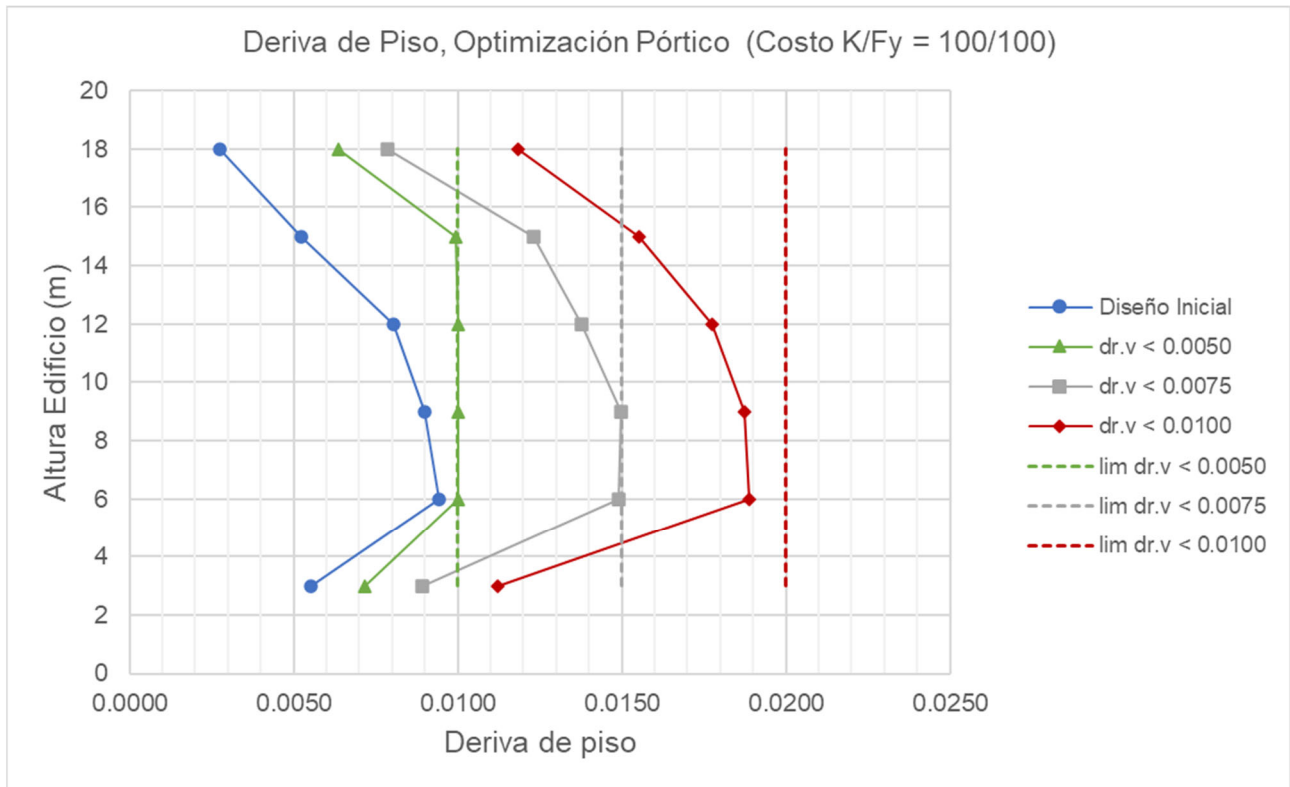


Gráfico 5. Deriva de piso. Caso (a).

En el capítulo 7.6 se muestran los resultados de las rigideces elásticas de piso (K_1), fuerzas de fluencia (F_{y2}) y derivas de piso obtenidas para las combinaciones de costos b y c propuestos en la Tabla 30 del capítulo 4.3 y para las tres restricciones de deriva indicadas en las ecuaciones (52), (53) y (54).

Con los resultados obtenidos en el proceso de optimización de la estructura para los tres límites de deriva definidos en el Eurocódigo 8, en el Gráfico 6 se muestra el costo total de la estructura indicados en la Tabla 34, Tabla 42 y Tabla 50 para un costo de rigidez elástica y fuerza de fluencia de 100.00€ para ambos ítems, donde se aprecia una reducción del costo para el primer caso de optimización ($d_{t.v} \leq 0.0050.h$) del 57% respecto a estructura original propuesta. Si se compara el costo de la estructura en el segundo caso de optimización ($d_{t.v} \leq 0.0075.h$) la reducción es del 70% y para el tercer caso ($d_{t.v} \leq 0.010.h$) es del 75%. Si se compara la reducción del costo del segundo caso con el primero se tiene una reducción de 29.50% y una reducción del 16.70% comparando el tercer con el segundo caso.

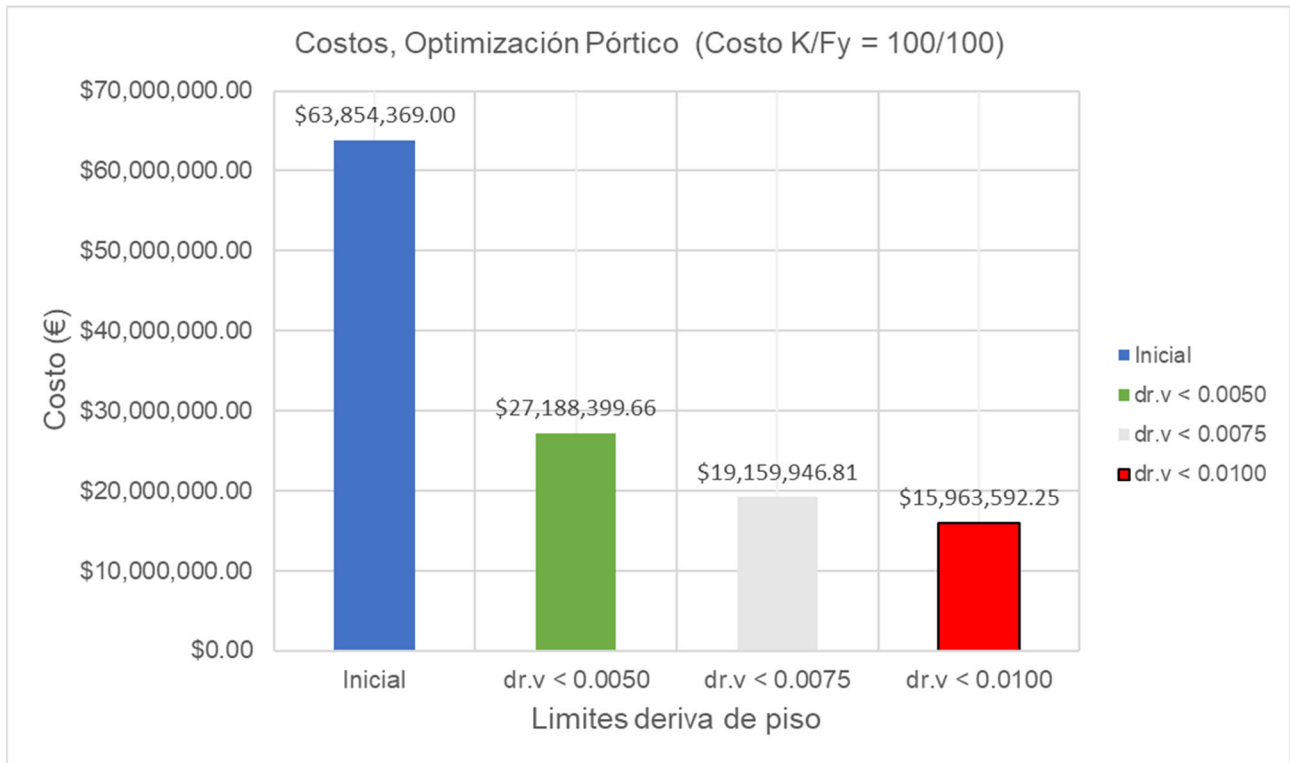


Gráfico 6. Resumen Costos en Optimización

CONCLUSIONES

5.1. Conclusiones

A partir de una formulación inicial de las rigideces de piso para un edificio de cortante, en esta tesina se presenta una modificación a la formulación de la rigidez de piso propuesta para con el fin de aproximar el periodo fundamental de la estructura a los obtenidos con un modelo de edificio en 2D modelado en el programa SAP2000. Estos factores se han obtenido al realizar un análisis paramétrico de una serie de modelos de un conjunto de estructuras que se describen en capítulo 3.2.4. Con esta modificación a la formulación se tiene que los periodos de vibración de las estructuras tienen una variación del 2.82% para las estructuras tipo pórtico, 1.26% para las estructuras tipo muro y 1% para las estructuras duales (muro-pórtico). Sin embargo, se indica que con la formulación propuesta por Wilbur (1948) se tiene una mejor aproximación de los valores del periodo comparada con la formulación antes de realizar la modificación propuesta a la formulación, por lo que se recomienda utilizar las expresiones de Wilbur para las estructuras tipo pórtico y para las estructuras tipo muro introducir el factor de modificación a la rigidez de piso obtenido. En el caso de las estructuras duales, se recomienda realizar una combinación de ambas, es decir la formulación de Wilbur para la evaluación de la rigidez en los pórticos y con el factor para la evaluación de la rigidez de los muros.

Al realizar un análisis dinámico lineal se observa que las derivas de piso de la estructura con la modificación a la formulación y propuesta de Wilbur los errores relativos comparados con el modelo del edificio realizado en el SAP2000 son de 18.42% y 14.58% respectivamente. Al evaluar el error absoluto de estas dos formulaciones se tiene que son de 0.004 m y 0.002 m respectivamente, dando un mejor resultado con la formulación de Wilbur. Con estos resultados se observa que existe una buena aproximación en la evaluación de la estructura aplicando la simplificación del edificio de cortante.

En el análisis dinámico no lineal realizado con la modificación a la formulación y con la formulación de Wilbur se observa que las derivas de piso tienen un error relativo comparado con el modelo del edificio realizado en el SAP2000 son de 24.73% y 16.37% respectivamente. El error absoluto con estas formulaciones son 0.0062 m y 0.0033 m respectivamente, dando un menor error y mejor resultado con la formulación del Wilbur. Con estos resultados se confirma que la evaluación de la estructura con el método simplificado del edificio de cortante da una buena aproximación.

En el proceso de optimización se permite realizarla con los diferentes parámetros que intervienen en la formulación como son: masa M_i , rigidez elástica K_0 , rigidez plástica K_{p1} y K_{p2} , fuerza de fluencia F_{y1} y F_{y2} y amortiguamiento C de cada nivel. En esta tesina se ha realizado la optimización de la rigidez elástica K_0 y fuerza de fluencia F_{y2} para diferentes valores de costos de los dos ítems señalados, teniéndose que los valores de la rigidez elástica y fuerza de fluencia se mantienen

similares para los diferentes combinaciones de costos de optimización propuestos, es decir el costo no es un valor que influya en el valor de la rigidez elástica y fuerza de fluencia de piso al realizar la optimización de los estos parámetros.

Al realizar la optimización de la rigidez elástica (K_0) de una estructura en función de los valores obtenidos de este parámetro, se define la necesidad de reducir las secciones de los pilares y vigas o en su defecto aumentar las secciones de estos elementos dentro de lo que permita la arquitectura del proyecto o en caso de requerirse se puede definir la necesidad de colocar sistemas de muros o dispositivos sean estos aisladores en la base o disipadores de energía, que permitan modificar la rigidez y el amortiguamiento de la estructura y cumplir con los valores de rigidez optimas definidas y con eso los valores de deriva máximos permitidas.

En la optimización realizada al parámetro de la fuerza de fluencia F_{y2} , se observa que, si bien se obtienen valores óptimos de este parámetro cumpliendo las restricciones de derivas de piso impuestas, es necesario evaluar la estructura para determinar si con esta fuerza optima la estructura está en capacidad de soportar las solicitaciones de cargas gravitatorias y laterales debidas al sismo aplicadas a la estructura. En el caso de estudio en esta tesina, las fuerzas de fluencia optimas obtenidas no cumplen con lo requerido, ya que con esta fuerza de fluencia optima, la viga no puede desarrollar el momento plástico que se necesita para soportar las cargas gravitatorias y laterales.

Al evaluar la reducción de los costos de la estructura para los límites de deriva de piso definidos en el Eurocódigo 8 se puede apreciar una disminución del 57% para el primer caso de deriva ($d_t.v \leq 0.0050.h$), una reducción del 70% para el segundo caso de deriva ($d_t.v \leq 0.0075.h$) y 75% para el tercer caso ($d_t.v \leq 0.010.h$), todas comparadas con la estructura inicial propuesta. Si se revisa la reducción de costos de la estructura comparando el segundo con el primer caso de deriva se tiene una reducción del 29.50% y de 16.70% comparando la optimización del segundo caso con el tercero. Teniéndose una reducción apreciable en los costos de la estructura.

5.2. Futuras investigaciones

En esta tesina al realizar la optimización de la estructura se trabajó con estructuras tipo pórticos, y para futuras investigaciones se puede incluir en las evaluaciones la optimización las estructuras con muros portantes y la combinación de estos (estructuras duales). Adicionalmente en este lineamiento, al análisis se puede incluir estructuras con disipadores de energía y aisladores en la base.

El modelo de histéresis empleado en la evaluación realizada en esta tesina es isotrópico, y se puede incluir en futuras investigaciones los diferentes modelos de histéresis existentes, que puedan representar el comportamiento real de los materiales a usarse frente a cargas cíclicas. Esta investigación debería producir recomendaciones sobre el modelo histerético más adecuado para cada tipo de sistemas sismorresistente.

El estudio aquí realizado se enfocó en sistemas planos de múltiples vanos y alturas. Una extensión natural sería hacia estructuras espaciales. Ello implica la consideración de dos respuestas traslacionales y de la torsión en planta. El método reducido podría ser utilizado para investigar la distribución de resistencias y rigideces más adecuadas frente a diferentes distribuciones típicas de planta.

La estrategia de optimización mediante modelos reducidos puede utilizarse como herramienta para encontrar soluciones factibles a problemas de estructuración derivados de los sistemas constructivos tradicionales de diferentes localidades. Entre otros, es sabido que los sistemas constructivos en muchas localidades pueden producir piso suave, columnas cortas, etc.

En la optimización realizada en este trabajo se utilizó como restricción las máximas derivas de piso permitidas en los códigos de diseño, y considerando que la fuerza de fluencia de piso depende de que la viga tenga capacidad de soportar las cargas que estarán actuando en la estructura, se puede incluir una nueva restricción al realizar la optimización que incluya esta resistencia.

En la actualidad existen muchos métodos de optimización de estructuras que pueden incluirse en futuros trabajos de investigación, como es el caso del recosido simulado, la computación evolutiva con los métodos de algoritmos evolutivos, enjambre de partículas y colonia de hormigas; que, a diferencia de la optimización con la programación matemática, no siguen las reglas preestablecidas de búsqueda.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] L. M. Bozzo y A. H. Barbat, Diseño sismorresistente de edificios, Barcelona: Reverté S. A., 2004.
- [2] I. The MathWorks, MATLAB. El lenguaje del cálculo técnico, The MathWorks, Inc., 2020.
- [3] A. H. Barbat y S. Oller, Conceptos de cálculo de estructuras en las normativas de diseño sismorresistente, Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 1998.
- [4] M. Paz, Diseño Estructural. Teoría y Cálculo, L. e. I. Wikipedia, Ed., Barcelona: Editorial Reverte S. A., 1992.
- [5] A. K. Chopra, Dinamica de Estructuras, México: Pearson Educación, 2014.
- [6] Y. Bozorgnia y V. V. Bertero, Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, Florida: CRC Press LLC, 2004.
- [7] J. Bairan, «Apuntes Rigidez Primer Piso,» Barcelona, 2019.
- [8] J. Bairan, L. Pela y C. Molins, Performance-Based Seismic Design and Assessment of Structures, Barcelona: Universidad Politecnica de Catalunya, 2019.
- [9] S. Otani, Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings, Tokyo: University of Tokyo, 2002.
- [10] R. Bonett Díaz, Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada, Barcelona: Tesis Doctoral Universidad Politécnica de Catalunya, 2003.
- [11] S. Sánchez Caballero, Optimización estructural y topológica de estructuras morfológicamente no definidas mediante algoritmos genéticos, Universidad Politecnica de Valencia: Tesis Doctoral, 2012.
- [12] S. Hernandez Ibañez, Métodos de Diseño Óptimo de Estructuras, Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 1990.
- [13] R. Aguiar, M. Rodriguez y D. Mora, Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS, Barcelona: CIMNE, 2016.

- [14] CEN, Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
- [15] E. Tapia Hernández, A. Tena Colunga y R. Tremblay, «Rigidez lateral, resistencia y balance de cargas en marcos de acero contraventeados.,» *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras.*, nº 18, pp. 1-28, 2013.
- [16] A. M. Reinhorn, S. A. Kunnath y J. B. Mander, Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, London and New York: Elsevier Science Publishers Ltd., 1992.
- [17] J. Antuña Cerrado, «Presupuestos.com,» Presupuestos.com, 26 Marzo 2019. [En línea]. Available: <https://presupuestos.com/blog/metro-cubico-de-hormigon/>. [Último acceso: 13 Octubre 2019].

ANEJOS

7.1. Anejo A: Geometría elementos estructurales

La geometría de las secciones de las estructuras analizadas son las siguientes:

Tabla 55. Geometría elementos estructurales analizadas.

| N.º Pisos | Tipología | Sección columna | | Sección viga | | Sección muro | | N.º vanos |
|-----------|-----------|-----------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|-----------|
| | | b (m) | h (m) | b (m) | h (m) | b (m) | h (m) | |
| 3 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 2 |
| 6 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 2 |
| 9 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 2 |
| 10 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 2 |
| 12 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 2 |
| 15 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 2 |
| 3 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 4 |
| 6 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 4 |
| 9 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 4 |
| 10 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 4 |
| 12 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 4 |
| 15 | Pórtico | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | - | - | 4 |
| 3 | Pórtico | 0.40 | 0.40 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 6 | Pórtico | 0.40 | 0.40 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 9 | Pórtico | 0.40 | 0.40 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 10 | Pórtico | 0.40 | 0.40 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 12 | Pórtico | 0.40 | 0.40 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 15 | Pórtico | 0.40 | 0.40 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 3 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 6 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 9 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 10 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 12 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 15 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 3 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.30 | 0.60 | - | - | 4 |
| 6 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.30 | 0.60 | - | - | 4 |
| 9 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.30 | 0.60 | - | - | 4 |
| 10 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.30 | 0.60 | - | - | 4 |
| 12 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.30 | 0.60 | - | - | 4 |
| 15 | Pórtico | 0.50 | 0.50 | 0.30 | 0.60 | - | - | 4 |
| 3 | Pórtico | 0.60 | 0.60 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 6 | Pórtico | 0.60 | 0.60 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 9 | Pórtico | 0.60 | 0.60 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 10 | Pórtico | 0.60 | 0.60 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 12 | Pórtico | 0.60 | 0.60 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 15 | Pórtico | 0.60 | 0.60 | 0.25 | 0.50 | - | - | 4 |
| 3 | Dual | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | 0.20 | 6.00 | 2 |
| 6 | Dual | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | 0.20 | 6.00 | 2 |
| 9 | Dual | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | 0.20 | 6.00 | 2 |
| 10 | Dual | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | 0.20 | 6.00 | 2 |
| 12 | Dual | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | 0.20 | 6.00 | 2 |

| | | | | | | | | |
|----|------|------|------|------|------|------|------|---|
| 15 | Dual | 0.30 | 0.30 | 0.20 | 0.50 | 0.20 | 6.00 | 2 |
| 3 | Dual | 0.30 | 0.30 | 0.25 | 0.50 | 0.25 | 6.00 | 4 |
| 6 | Dual | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 | 6.00 | 4 |
| 9 | Dual | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 | 6.00 | 4 |
| 10 | Dual | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 | 6.00 | 4 |
| 12 | Dual | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 | 6.00 | 4 |
| 15 | Dual | 0.50 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 | 6.00 | 4 |
| 3 | Muro | - | - | - | - | 0.20 | 6.00 | 1 |
| 6 | Muro | - | - | - | - | 0.20 | 6.00 | 1 |
| 9 | Muro | - | - | - | - | 0.20 | 6.00 | 1 |
| 10 | Muro | - | - | - | - | 0.20 | 6.00 | 1 |
| 12 | Muro | - | - | - | - | 0.20 | 6.00 | 1 |
| 15 | Muro | - | - | - | - | 0.20 | 6.00 | 1 |
| 3 | Muro | - | - | - | - | 0.25 | 6.00 | 1 |
| 6 | Muro | - | - | - | - | 0.25 | 6.00 | 1 |
| 9 | Muro | - | - | - | - | 0.25 | 6.00 | 1 |
| 10 | Muro | - | - | - | - | 0.25 | 6.00 | 1 |
| 12 | Muro | - | - | - | - | 0.25 | 6.00 | 1 |
| 15 | Muro | - | - | - | - | 0.25 | 6.00 | 1 |

7.2. Anejo B: Geometría estructura

Tabla 56. Geometría tipologías estructurales.

| Ítem | Lc (m) | Lv (m) |
|---------------|--------|--------|
| Pórtico plano | 3.00 | 6.00 |
| Muro | 3.00 | - |
| Dual | 3.00 | 6.00 |

7.3. Anejo C: Periodo fundamental estructuras

Tabla 57. Periodo fundamental de tipologías estructurales.

| Número pisos | Tipo | Definición | Periodo (s) | | Error |
|-----------------|---------|------------------------------|-------------|------------|-------------|
| | | | SAP2000 | Edif Corte | Tsap/Tcorte |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.277 | 0.273 | 1.67% |
| 6 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.557 | 0.538 | 3.40% |
| 9 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.842 | 0.805 | 4.47% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.939 | 0.894 | 4.84% |
| 12 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.135 | 1.072 | 5.61% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.438 | 1.339 | 6.91% |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 0.285 | 0.281 | 1.36% |
| 6 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 0.565 | 0.550 | 2.71% |
| 9 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 0.849 | 0.820 | 3.39% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 0.944 | 0.911 | 3.60% |
| 12 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 1.137 | 1.091 | 4.02% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 1.429 | 1.362 | 4.69% |
| 3 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.230 | 0.229 | 0.06% |
| 6 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.475 | 0.465 | 2.09% |
| 9 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.723 | 0.702 | 2.99% |
| 10 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.807 | 0.781 | 3.22% |
| 12 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.975 | 0.939 | 3.71% |
| 15 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 1.230 | 1.176 | 4.43% |
| 3 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.205 | 0.211 | 3.22% |
| 6 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.447 | 0.448 | 0.16% |
| 9 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.694 | 0.685 | 1.29% |
| 10 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.777 | 0.765 | 1.63% |
| 12 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.944 | 0.923 | 2.22% |
| 15 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 1.197 | 1.162 | 2.99% |
| 3 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.188 | 0.187 | 0.40% |
| 6 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.392 | 0.382 | 2.62% |
| 9 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.600 | 0.578 | 3.71% |
| 10 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.670 | 0.643 | 4.02% |
| 12 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.812 | 0.774 | 4.63% |
| 15 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 1.028 | 0.971 | 5.56% |
| 3 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.193 | 0.210 | 8.79% |
| 6 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.444 | 0.462 | 4.05% |
| 9 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.705 | 0.715 | 1.46% |
| 10 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.793 | 0.800 | 0.90% |
| 12 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.969 | 0.969 | 0.02% |
| 15 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 1.236 | 1.223 | 1.05% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.041 | 0.039 | 5.15% |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.135 | 0.128 | 4.86% |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.283 | 0.271 | 4.42% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.344 | 0.329 | 4.36% |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.482 | 0.461 | 4.34% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.726 | 0.693 | 4.51% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.048 | 0.046 | 3.72% |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.160 | 0.153 | 4.41% |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.338 | 0.322 | 4.62% |

| | | | | | |
|----|------|------------------------------|-------|-------|--------|
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.410 | 0.390 | 4.74% |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.571 | 0.542 | 5.01% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.851 | 0.804 | 5.49% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.058 | 0.057 | 2.20% |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.200 | 0.191 | 4.32% |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.417 | 0.394 | 5.44% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.503 | 0.474 | 5.75% |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.693 | 0.650 | 6.29% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 1.017 | 0.946 | 6.98% |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.056 | 0.053 | 4.27% |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.175 | 0.162 | 7.01% |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.348 | 0.316 | 9.14% |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.415 | 0.375 | 9.70% |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.560 | 0.501 | 10.54% |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.798 | 0.707 | 11.32% |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.066 | 0.064 | 3.58% |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.209 | 0.192 | 7.77% |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.407 | 0.366 | 10.12% |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.481 | 0.430 | 10.60% |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.639 | 0.567 | 11.26% |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.893 | 0.787 | 11.81% |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.083 | 0.080 | 3.13% |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.255 | 0.233 | 8.76% |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.479 | 0.428 | 10.79% |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.560 | 0.498 | 11.09% |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.730 | 0.646 | 11.51% |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.997 | 0.878 | 11.91% |
| 3 | Muro | M20x6m | 0.035 | 0.034 | 5.41% |
| 6 | Muro | M20x6m | 0.120 | 0.113 | 5.69% |
| 9 | Muro | M20x6m | 0.260 | 0.247 | 4.84% |
| 10 | Muro | M20x6m | 0.319 | 0.304 | 4.59% |
| 12 | Muro | M20x6m | 0.455 | 0.436 | 4.17% |
| 15 | Muro | M20x6m | 0.706 | 0.681 | 3.67% |
| 3 | Muro | M20x5m | 0.040 | 0.038 | 4.06% |
| 6 | Muro | M20x5m | 0.141 | 0.134 | 5.02% |
| 9 | Muro | M20x5m | 0.309 | 0.295 | 4.51% |
| 10 | Muro | M20x5m | 0.380 | 0.363 | 4.33% |
| 12 | Muro | M20x5m | 0.544 | 0.522 | 3.99% |
| 15 | Muro | M20x5m | 0.845 | 0.815 | 3.58% |
| 3 | Muro | M20x4m | 0.047 | 0.046 | 2.43% |
| 6 | Muro | M20x4m | 0.174 | 0.166 | 4.41% |
| 9 | Muro | M20x4m | 0.383 | 0.367 | 4.23% |
| 10 | Muro | M20x4m | 0.472 | 0.452 | 4.11% |
| 12 | Muro | M20x4m | 0.677 | 0.651 | 3.86% |
| 15 | Muro | M20x4m | 1.054 | 1.017 | 3.51% |

7.4. Anejo D: Factor de modificación formulación propuesta. Periodo de la estructura

Tabla 58. Periodo fundamental de tipologías estructurales con factores modificación.

| Número pisos | Tipo | Definición | Factor corrección | | Periodo (s) | | Error |
|-----------------|---------|------------------------------|-------------------|--------|-------------|-------------|-------------|
| | | | f pórtico | f muro | SAP2000 | Edif. Corte | Tsap/Tcorte |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.1892 | - | 0.277 | 0.283 | 1.98% |
| 6 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | | | 0.557 | 0.560 | 0.60% |
| 9 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | | | 0.842 | 0.839 | 0.39% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | | | 0.939 | 0.932 | 0.73% |
| 12 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | | | 1.135 | 1.118 | 1.50% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | | | 1.438 | 1.398 | 2.82% |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 1.1892 | - | 0.285 | 0.290 | 1.94% |
| 6 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | | | 0.565 | 0.571 | 0.93% |
| 9 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | | | 0.849 | 0.852 | 0.34% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | | | 0.944 | 0.946 | 0.16% |
| 12 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | | | 1.137 | 1.134 | 0.24% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | | | 1.429 | 1.416 | 0.90% |
| 3 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 1.0991 | - | 0.230 | 0.236 | 2.73% |
| 6 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | | | 0.475 | 0.479 | 0.90% |
| 9 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | | | 0.723 | 0.724 | 0.06% |
| 10 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | | | 0.807 | 0.805 | 0.18% |
| 12 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | | | 0.975 | 0.968 | 0.66% |
| 15 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | | | 1.230 | 1.213 | 1.38% |
| 3 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 1.0189 | - | 0.205 | 0.213 | 3.96% |
| 6 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | | | 0.447 | 0.451 | 0.90% |
| 9 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | | | 0.694 | 0.691 | 0.53% |
| 10 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | | | 0.777 | 0.771 | 0.87% |
| 12 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | | | 0.944 | 0.931 | 1.46% |
| 15 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | | | 1.197 | 1.171 | 2.24% |
| 3 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 1.0840 | - | 0.188 | 0.192 | 2.15% |
| 6 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | | | 0.392 | 0.392 | 0.06% |
| 9 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | | | 0.600 | 0.594 | 1.01% |
| 10 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | | | 0.670 | 0.661 | 1.32% |
| 12 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | | | 0.812 | 0.796 | 1.92% |
| 15 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | | | 1.028 | 0.998 | 2.86% |
| 3 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.9578 | - | 0.193 | 0.206 | 6.77% |
| 6 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | | | 0.444 | 0.453 | 2.09% |
| 9 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | | | 0.705 | 0.702 | 0.47% |
| 10 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | | | 0.793 | 0.785 | 1.03% |
| 12 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | | | 0.969 | 0.951 | 1.94% |
| 15 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | | | 1.236 | 1.200 | 2.96% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 1.1892 | 0.9174 | 0.041 | 0.041 | 1.00% |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | | | 0.135 | 0.134 | 0.71% |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | | | 0.283 | 0.283 | 0.25% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | | | 0.344 | 0.344 | 0.21% |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | | | 0.482 | 0.481 | 0.21% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | | | 0.726 | 0.723 | 0.42% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 1.1892 | 0.9174 | 0.048 | 0.048 | 0.48% |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | | | 0.160 | 0.160 | 0.23% |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | | | 0.338 | 0.336 | 0.51% |

| | | | | | | | |
|----|------|------------------------------|--------|--------|-------|-------|-------|
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | | | 0.410 | 0.407 | 0.64% |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | | | 0.571 | 0.565 | 0.94% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | | | 0.851 | 0.838 | 1.49% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 1.1892 | 0.9174 | 0.058 | 0.059 | 2.10% |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | | | 0.200 | 0.200 | 0.17% |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | | | 0.417 | 0.411 | 1.41% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | | | 0.503 | 0.494 | 1.73% |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | | | 0.693 | 0.677 | 2.33% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | | | 1.017 | 0.986 | 3.10% |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 1.0189 | 0.9174 | 0.056 | 0.056 | 0.32% |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | | | 0.175 | 0.169 | 3.46% |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | | | 0.348 | 0.327 | 6.07% |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | | | 0.415 | 0.387 | 6.74% |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | | | 0.560 | 0.516 | 7.77% |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | | | 0.798 | 0.727 | 8.82% |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 1.0189 | 0.9174 | 0.066 | 0.067 | 0.35% |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | | | 0.209 | 0.199 | 4.52% |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | | | 0.407 | 0.377 | 7.35% |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | | | 0.481 | 0.443 | 7.94% |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | | | 0.639 | 0.583 | 8.79% |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | | | 0.893 | 0.808 | 9.56% |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 1.0189 | 0.9174 | 0.083 | 0.083 | 0.62% |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | | | 0.255 | 0.240 | 5.86% |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | | | 0.479 | 0.439 | 8.33% |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | | | 0.560 | 0.511 | 8.75% |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | | | 0.730 | 0.661 | 9.35% |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | | | 0.997 | 0.898 | 9.95% |
| 3 | Muro | M20x6m | - | 0.9174 | 0.035 | 0.035 | 1.26% |
| 6 | Muro | M20x6m | | | 0.120 | 0.118 | 1.55% |
| 9 | Muro | M20x6m | | | 0.260 | 0.258 | 0.63% |
| 10 | Muro | M20x6m | | | 0.319 | 0.318 | 0.40% |
| 12 | Muro | M20x6m | | | 0.455 | 0.456 | 0.07% |
| 15 | Muro | M20x6m | | | 0.706 | 0.711 | 0.58% |
| 3 | Muro | M20x5m | - | 0.9174 | 0.040 | 0.040 | 0.20% |
| 6 | Muro | M20x5m | | | 0.141 | 0.140 | 0.83% |
| 9 | Muro | M20x5m | | | 0.309 | 0.308 | 0.31% |
| 10 | Muro | M20x5m | | | 0.380 | 0.379 | 0.11% |
| 12 | Muro | M20x5m | | | 0.544 | 0.545 | 0.23% |
| 15 | Muro | M20x5m | | | 0.845 | 0.851 | 0.68% |
| 3 | Muro | M20x4m | - | 0.9174 | 0.047 | 0.048 | 1.77% |
| 6 | Muro | M20x4m | | | 0.174 | 0.173 | 0.19% |
| 9 | Muro | M20x4m | | | 0.383 | 0.383 | 0.02% |
| 10 | Muro | M20x4m | | | 0.472 | 0.472 | 0.11% |
| 12 | Muro | M20x4m | | | 0.677 | 0.679 | 0.39% |
| 15 | Muro | M20x4m | | | 1.054 | 1.062 | 0.74% |

7.5. Anejo E: Rigidez de piso con formulación de Wilbur. Periodo de la estructura

Tabla 59. Periodo fundamental de tipologías estructurales con las ecuaciones de Wilbur.

| N.º Pisos | Tipo | Definición | Periodo | | | |
|--------------|---------|------------------------------|---------|-------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| | | | SAP2000 | Edificio Corte | Edificio Corte modificado | Edificio Corte Wilbur |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.277 | 0.273 | 0.283 | 0.273 |
| 6 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.557 | 0.538 | 0.560 | 0.538 |
| 9 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.842 | 0.805 | 0.839 | 0.804 |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 0.939 | 0.894 | 0.932 | 0.893 |
| 12 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.135 | 1.072 | 1.118 | 1.071 |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.438 | 1.339 | 1.398 | 1.339 |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 0.285 | 0.281 | 0.290 | 0.281 |
| 6 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 0.565 | 0.550 | 0.571 | 0.550 |
| 9 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 0.849 | 0.820 | 0.852 | 0.820 |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 0.944 | 0.911 | 0.946 | 0.910 |
| 12 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 1.137 | 1.091 | 1.134 | 1.091 |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 1.429 | 1.362 | 1.416 | 1.362 |
| 3 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.230 | 0.229 | 0.236 | 0.230 |
| 6 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.475 | 0.465 | 0.479 | 0.464 |
| 9 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.723 | 0.702 | 0.724 | 0.701 |
| 10 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.807 | 0.781 | 0.805 | 0.780 |
| 12 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.975 | 0.939 | 0.968 | 0.938 |
| 15 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 1.230 | 1.176 | 1.213 | 1.175 |
| 3 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.205 | 0.211 | 0.213 | 0.209 |
| 6 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.447 | 0.448 | 0.451 | 0.444 |
| 9 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.694 | 0.685 | 0.691 | 0.681 |
| 10 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.777 | 0.765 | 0.771 | 0.760 |
| 12 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.944 | 0.923 | 0.931 | 0.919 |
| 15 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 1.197 | 1.162 | 1.171 | 1.157 |
| 3 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.188 | 0.187 | 0.192 | 0.187 |
| 6 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.392 | 0.382 | 0.392 | 0.381 |
| 9 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.600 | 0.578 | 0.594 | 0.577 |
| 10 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.670 | 0.643 | 0.661 | 0.642 |
| 12 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.812 | 0.774 | 0.796 | 0.773 |
| 15 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 1.028 | 0.971 | 0.998 | 0.969 |
| 3 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.193 | 0.210 | 0.206 | 0.202 |
| 6 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.444 | 0.462 | 0.453 | 0.451 |
| 9 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.705 | 0.715 | 0.702 | 0.704 |
| 10 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.793 | 0.800 | 0.785 | 0.789 |
| 12 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.969 | 0.969 | 0.951 | 0.958 |
| 15 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 1.236 | 1.223 | 1.200 | 1.212 |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.041 | 0.039 | 0.041 | 0.041 |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.135 | 0.128 | 0.134 | 0.133 |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.283 | 0.271 | 0.283 | 0.282 |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.344 | 0.329 | 0.344 | 0.342 |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.482 | 0.461 | 0.481 | 0.479 |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 0.726 | 0.693 | 0.723 | 0.719 |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.048 | 0.046 | 0.048 | 0.048 |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.160 | 0.153 | 0.160 | 0.160 |

| | | | | | | |
|----|------|------------------------------|-------|-------|-------|-------|
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.338 | 0.322 | 0.336 | 0.335 |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.410 | 0.390 | 0.407 | 0.405 |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.571 | 0.542 | 0.565 | 0.562 |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 0.851 | 0.804 | 0.838 | 0.832 |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.058 | 0.057 | 0.059 | 0.059 |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.200 | 0.191 | 0.200 | 0.199 |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.417 | 0.394 | 0.411 | 0.408 |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.503 | 0.474 | 0.494 | 0.491 |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 0.693 | 0.650 | 0.677 | 0.671 |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 1.017 | 0.946 | 0.986 | 0.974 |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.056 | 0.053 | 0.056 | 0.055 |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.175 | 0.162 | 0.169 | 0.168 |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.348 | 0.316 | 0.327 | 0.326 |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.415 | 0.375 | 0.387 | 0.386 |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.560 | 0.501 | 0.516 | 0.515 |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 0.798 | 0.707 | 0.727 | 0.725 |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.066 | 0.064 | 0.067 | 0.066 |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.209 | 0.192 | 0.199 | 0.199 |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.407 | 0.366 | 0.377 | 0.376 |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.481 | 0.430 | 0.443 | 0.442 |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.639 | 0.567 | 0.583 | 0.581 |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 0.893 | 0.787 | 0.808 | 0.804 |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.083 | 0.080 | 0.083 | 0.083 |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.255 | 0.233 | 0.240 | 0.240 |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.479 | 0.428 | 0.439 | 0.438 |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.560 | 0.498 | 0.511 | 0.509 |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.730 | 0.646 | 0.661 | 0.659 |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 0.997 | 0.878 | 0.898 | 0.894 |
| 3 | Muro | M20x6m | 0.035 | 0.034 | 0.035 | 0.035 |
| 6 | Muro | M20x6m | 0.120 | 0.113 | 0.118 | 0.118 |
| 9 | Muro | M20x6m | 0.260 | 0.247 | 0.258 | 0.258 |
| 10 | Muro | M20x6m | 0.319 | 0.304 | 0.318 | 0.318 |
| 12 | Muro | M20x6m | 0.455 | 0.436 | 0.456 | 0.456 |
| 15 | Muro | M20x6m | 0.706 | 0.681 | 0.711 | 0.711 |
| 3 | Muro | M20x5m | 0.040 | 0.038 | 0.040 | 0.040 |
| 6 | Muro | M20x5m | 0.141 | 0.134 | 0.140 | 0.140 |
| 9 | Muro | M20x5m | 0.309 | 0.295 | 0.308 | 0.308 |
| 10 | Muro | M20x5m | 0.380 | 0.363 | 0.379 | 0.379 |
| 12 | Muro | M20x5m | 0.544 | 0.522 | 0.545 | 0.545 |
| 15 | Muro | M20x5m | 0.845 | 0.815 | 0.851 | 0.851 |
| 3 | Muro | M20x4m | 0.047 | 0.046 | 0.048 | 0.048 |
| 6 | Muro | M20x4m | 0.174 | 0.166 | 0.173 | 0.173 |
| 9 | Muro | M20x4m | 0.383 | 0.367 | 0.383 | 0.383 |
| 10 | Muro | M20x4m | 0.472 | 0.452 | 0.472 | 0.472 |
| 12 | Muro | M20x4m | 0.677 | 0.651 | 0.679 | 0.679 |
| 15 | Muro | M20x4m | 1.054 | 1.017 | 1.062 | 1.062 |

| N.º Pisos | Tipo | Definición | Error | | |
|--------------|---------|------------------------------|----------------|------------------------------|--------------------------|
| | | | Edificio Corte | Edificio Corte modificado | Edificio Corte Wilbur |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 1.67% | 1.98% | 1.55% |
| 6 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 3.40% | 0.60% | 3.42% |
| 9 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 4.47% | 0.39% | 4.49% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 4.84% | 0.73% | 4.85% |
| 12 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 5.61% | 1.50% | 5.62% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 2_vanos | 6.91% | 2.82% | 6.92% |
| 3 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 1.36% | 1.94% | 1.25% |
| 6 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 2.71% | 0.93% | 2.72% |
| 9 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 3.39% | 0.34% | 3.41% |
| 10 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 3.60% | 0.16% | 3.62% |
| 12 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 4.02% | 0.24% | 4.04% |
| 15 | Pórtico | C30x30-V20x50 4_vanos | 4.69% | 0.90% | 4.71% |
| 3 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 0.06% | 2.73% | 0.04% |
| 6 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 2.09% | 0.90% | 2.23% |
| 9 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 2.99% | 0.06% | 3.10% |
| 10 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 3.22% | 0.18% | 3.34% |
| 12 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 3.71% | 0.66% | 3.80% |
| 15 | Pórtico | C40x40-V25x50 4_vanos | 4.43% | 1.38% | 4.51% |
| 3 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 3.22% | 3.96% | 2.37% |
| 6 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 0.16% | 0.90% | 0.71% |
| 9 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 1.29% | 0.53% | 1.90% |
| 10 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 1.63% | 0.87% | 2.18% |
| 12 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 2.22% | 1.46% | 2.68% |
| 15 | Pórtico | C50x50-V25x50 4_vanos | 2.99% | 2.24% | 3.36% |
| 3 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 0.40% | 2.15% | 0.35% |
| 6 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 2.62% | 0.06% | 2.83% |
| 9 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 3.71% | 1.01% | 3.88% |
| 10 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 4.02% | 1.32% | 4.18% |
| 12 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 4.63% | 1.92% | 4.76% |
| 15 | Pórtico | C50x50-V30x60 4_vanos | 5.56% | 2.86% | 5.67% |
| 3 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 8.79% | 6.77% | 4.87% |
| 6 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 4.05% | 2.09% | 1.66% |
| 9 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 1.46% | 0.47% | 0.11% |
| 10 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.90% | 1.03% | 0.51% |
| 12 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 0.02% | 1.94% | 1.17% |
| 15 | Pórtico | C60x60-V25x50 4_vanos | 1.05% | 2.96% | 1.98% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 5.15% | 1.00% | 1.05% |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 4.86% | 0.71% | 0.86% |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 4.42% | 0.25% | 0.54% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 4.36% | 0.21% | 0.54% |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 4.34% | 0.21% | 0.64% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x6m | 4.51% | 0.42% | 1.02% |
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 3.72% | 0.48% | 0.41% |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 4.41% | 0.23% | 0.42% |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 4.62% | 0.51% | 0.92% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 4.74% | 0.64% | 1.12% |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 5.01% | 0.94% | 1.57% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x5m | 5.49% | 1.49% | 2.29% |

| | | | | | |
|----|------|------------------------------|--------|-------|--------|
| 3 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 2.20% | 2.10% | 2.01% |
| 6 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 4.32% | 0.17% | 0.54% |
| 9 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 5.44% | 1.41% | 2.05% |
| 10 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 5.75% | 1.73% | 2.46% |
| 12 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 6.29% | 2.33% | 3.21% |
| 15 | Dual | C30x30-V20x50 2_vanos M20x4m | 6.98% | 3.10% | 4.19% |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 4.27% | 0.32% | 0.34% |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 7.01% | 3.46% | 3.63% |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 9.14% | 6.07% | 6.28% |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 9.70% | 6.74% | 6.96% |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 10.54% | 7.77% | 8.04% |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x6m | 11.32% | 8.82% | 9.12% |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 3.58% | 0.35% | 0.26% |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 7.77% | 4.52% | 4.72% |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 10.12% | 7.35% | 7.60% |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 10.60% | 7.94% | 8.22% |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 11.26% | 8.79% | 9.10% |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x5m | 11.81% | 9.56% | 9.91% |
| 3 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 3.13% | 0.62% | 0.28% |
| 6 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 8.76% | 5.86% | 6.15% |
| 9 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 10.79% | 8.33% | 8.66% |
| 10 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 11.09% | 8.75% | 9.11% |
| 12 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 11.51% | 9.35% | 9.73% |
| 15 | Dual | C50x50-V25x50 4_vanos M20x4m | 11.91% | 9.95% | 10.37% |
| 3 | Muro | M20x6m | 5.41% | 1.26% | 1.25% |
| 6 | Muro | M20x6m | 5.69% | 1.55% | 1.54% |
| 9 | Muro | M20x6m | 4.84% | 0.63% | 0.65% |
| 10 | Muro | M20x6m | 4.59% | 0.40% | 0.39% |
| 12 | Muro | M20x6m | 4.17% | 0.07% | 0.05% |
| 15 | Muro | M20x6m | 3.67% | 0.58% | 0.57% |
| 3 | Muro | M20x5m | 4.06% | 0.20% | 0.16% |
| 6 | Muro | M20x5m | 5.02% | 0.83% | 0.84% |
| 9 | Muro | M20x5m | 4.51% | 0.31% | 0.30% |
| 10 | Muro | M20x5m | 4.33% | 0.11% | 0.11% |
| 12 | Muro | M20x5m | 3.99% | 0.23% | 0.23% |
| 15 | Muro | M20x5m | 3.58% | 0.68% | 0.67% |
| 3 | Muro | M20x4m | 2.43% | 1.77% | 1.87% |
| 6 | Muro | M20x4m | 4.41% | 0.19% | 0.21% |
| 9 | Muro | M20x4m | 4.23% | 0.02% | 0.02% |
| 10 | Muro | M20x4m | 4.11% | 0.11% | 0.11% |
| 12 | Muro | M20x4m | 3.86% | 0.39% | 0.38% |
| 15 | Muro | M20x4m | 3.51% | 0.74% | 0.73% |

7.6. Anejo F: Gráficos Optimización estructura

7.6.1. Anejo F.1: Curvas Rigidez elástica óptima caso b y c.

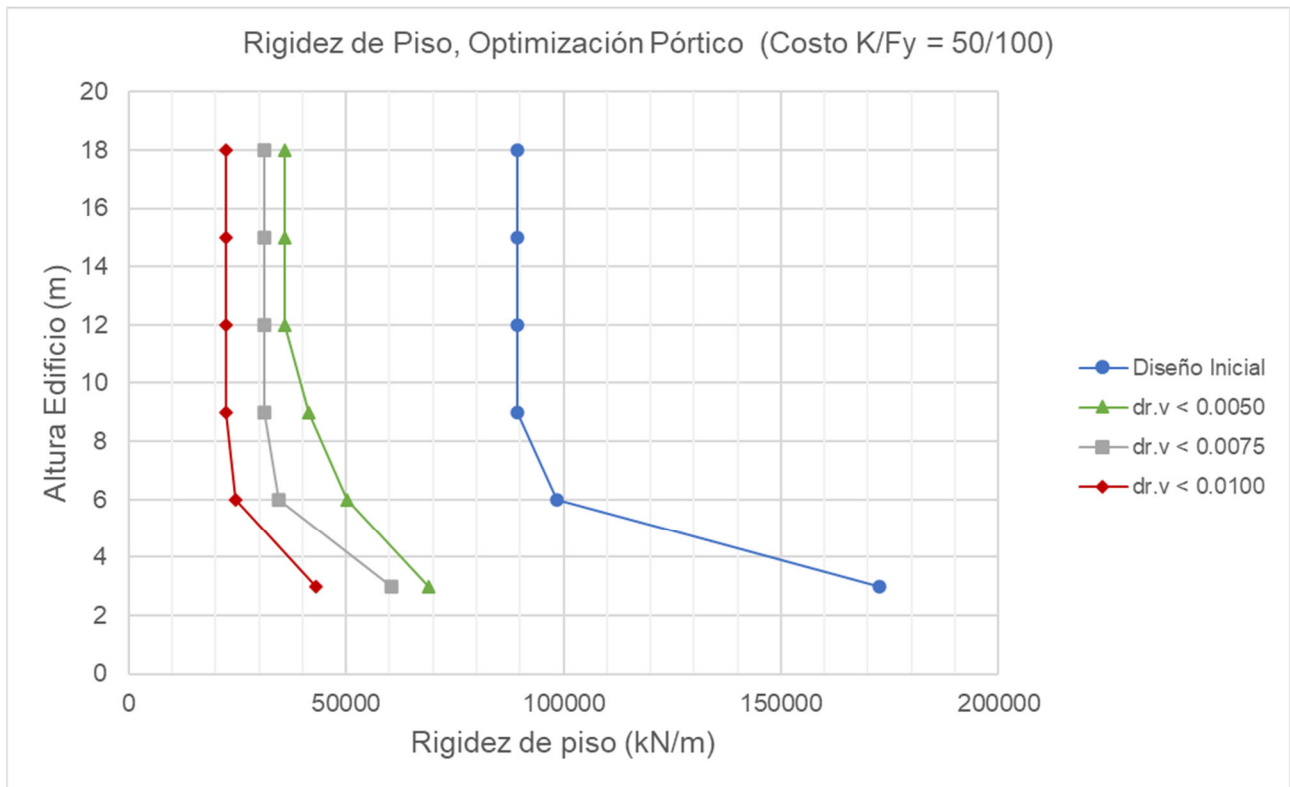


Gráfico 7. Optimización Rigidez de piso. Caso (b).

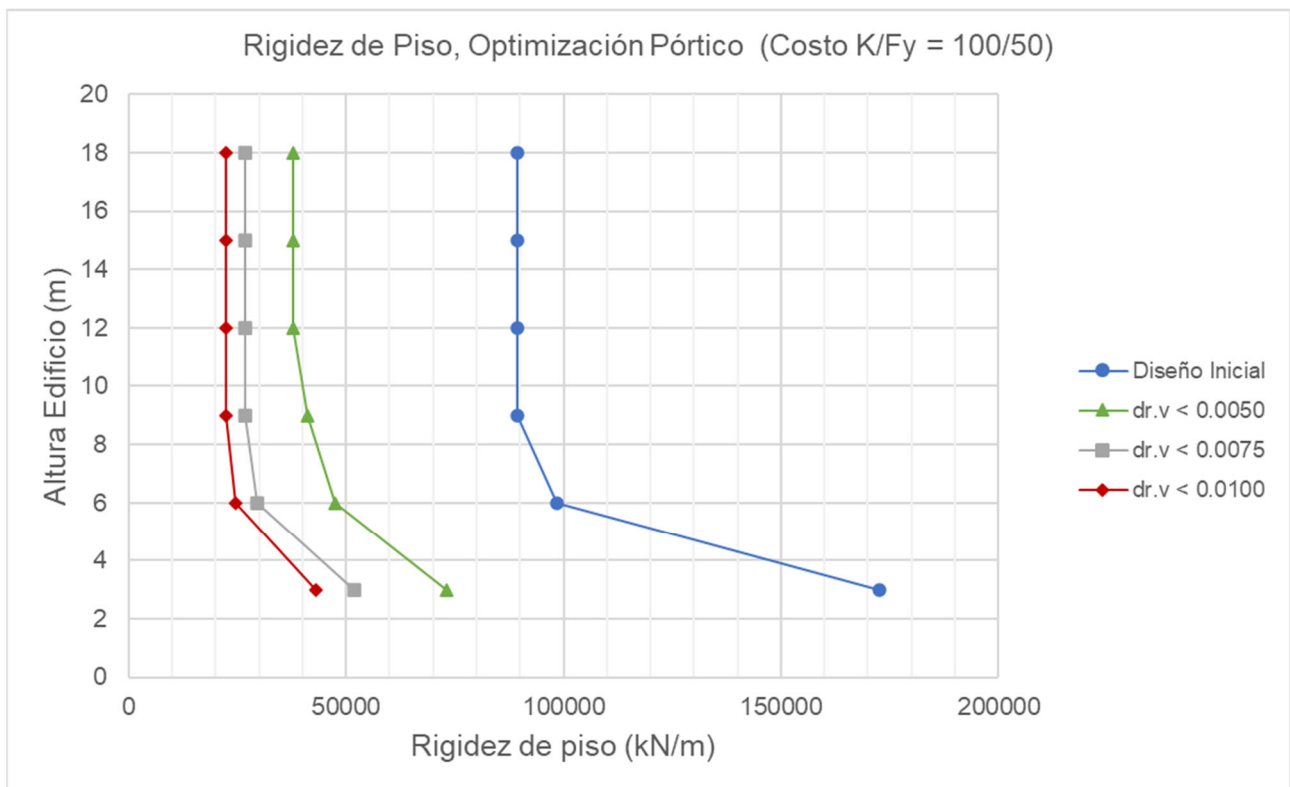


Gráfico 8. Optimización Rigidez de piso. Caso (c).

7.6.2. Anejo F.2: Curvas Fuerza de fluencia optima caso b y c.

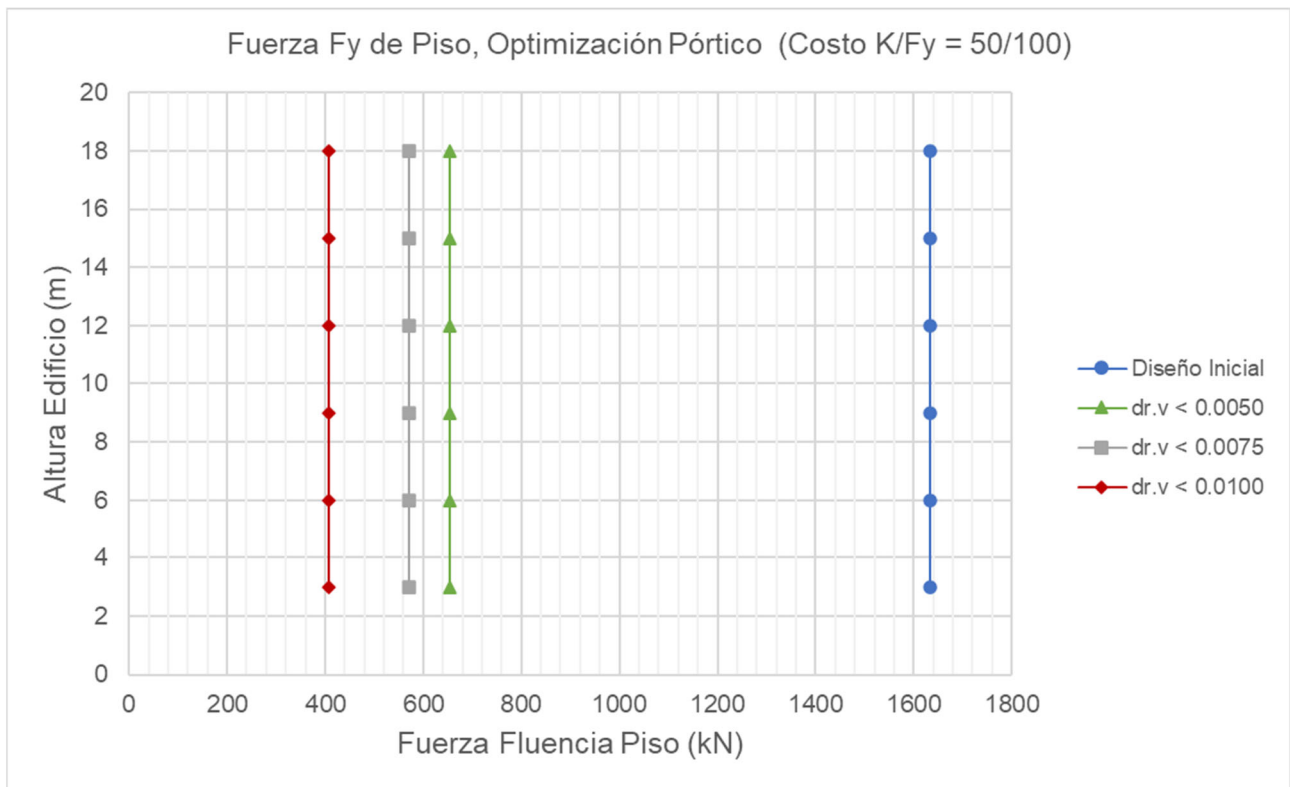


Gráfico 9. Optimización Fuerza de fluencia de piso. Caso (b).

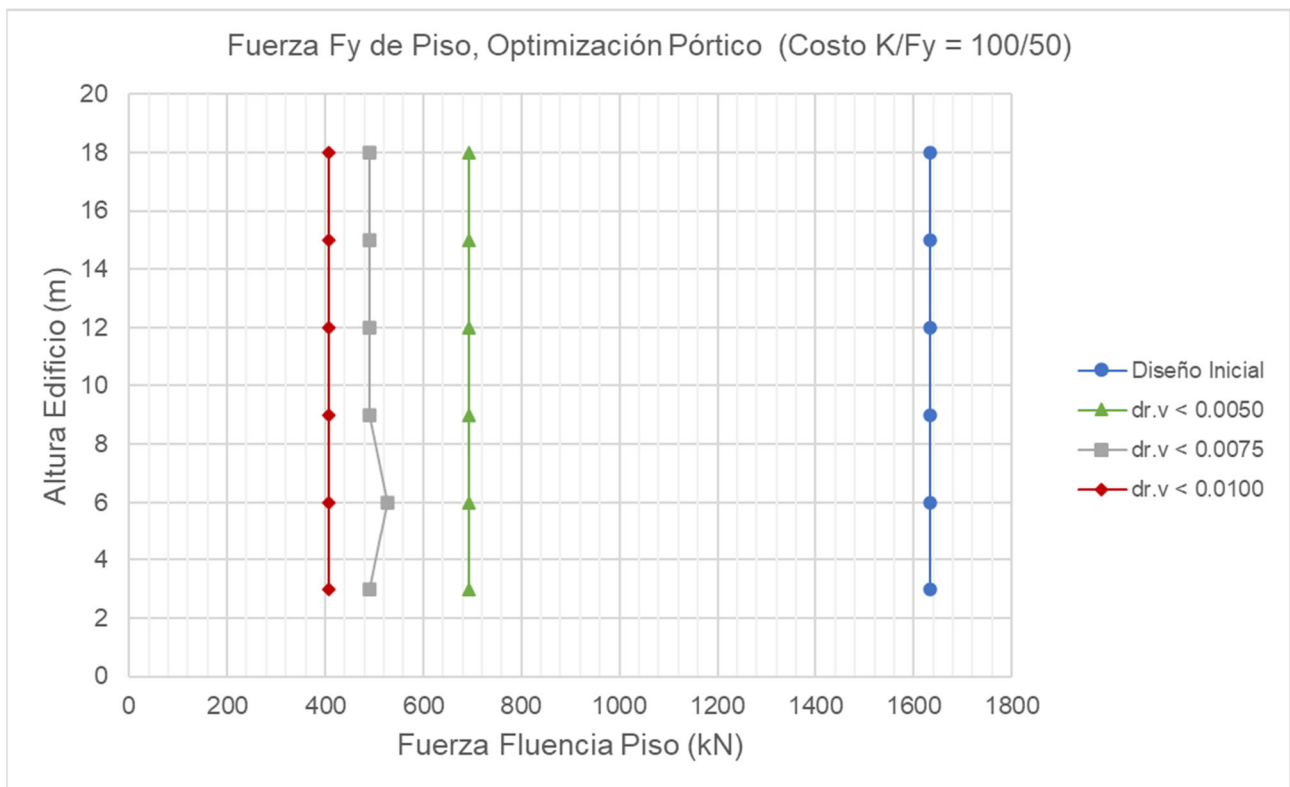


Gráfico 10. Optimización Fuerza de fluencia de piso. Caso (c).

7.6.3. Anejo F.3: Curvas Deriva de piso, caso b y c.

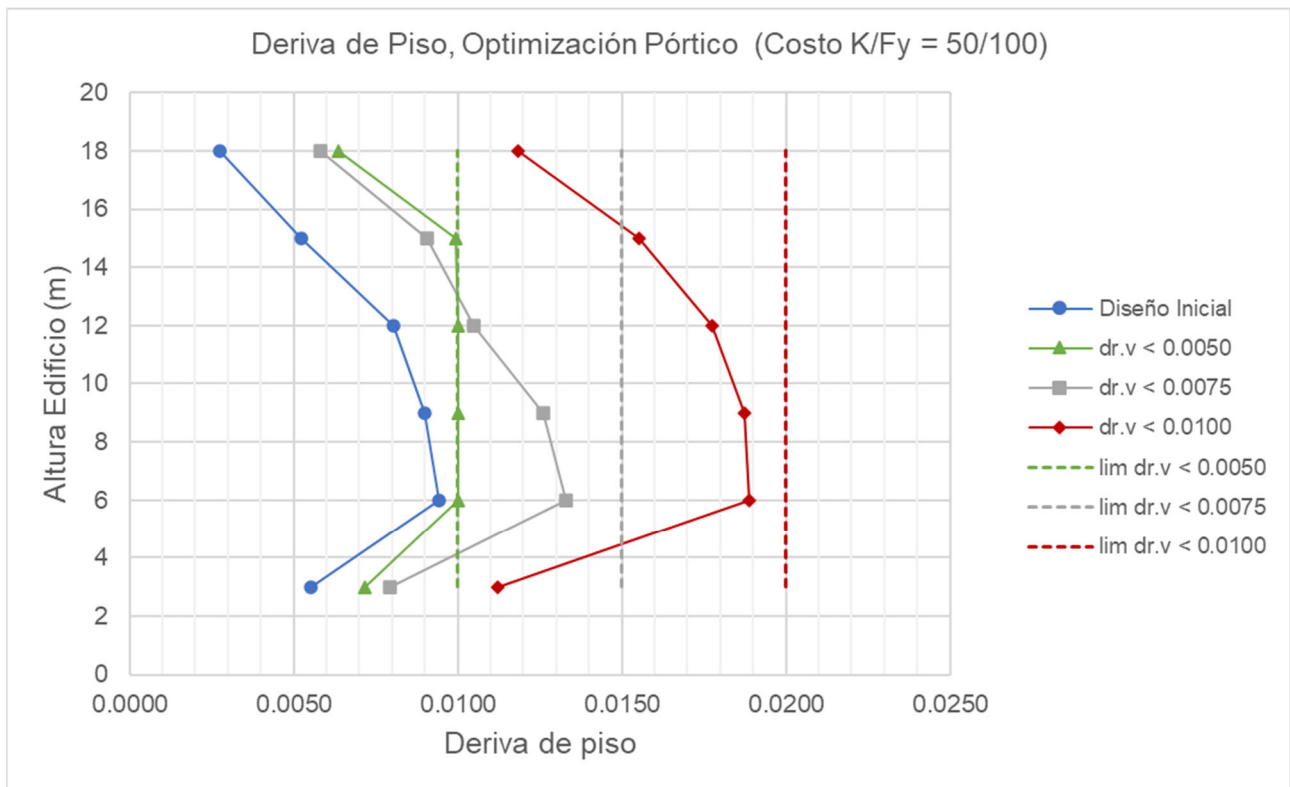


Gráfico 11. Deriva de piso. Caso (b).

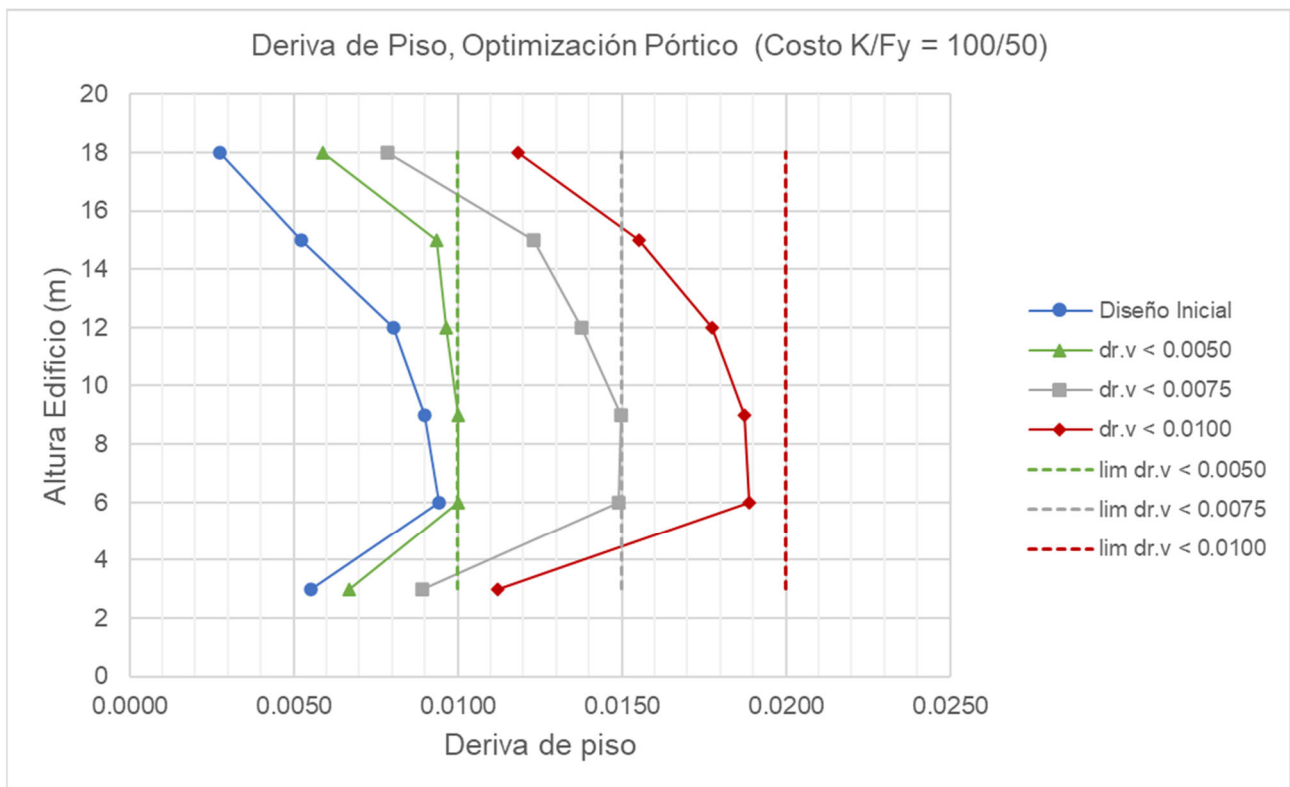


Gráfico 12. Deriva de piso. Caso (c).